



Luís Carlos Neves da Luz

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Modelação de escavações urbanas com preservação de fachada de edifício demolido

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil de Estruturas

Orientador: Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra, Professor
Associado, FCT-UNL

Júri:

Presidente: Doutor João Carlos Gomes Rocha de Almeida, Prof. Associado, FCT-UNL
Arguente: Doutor Alexandre da Luz Pinto, Prof. Auxiliar Convidado, IST-UL
Vogal: Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra, Prof. Associado, FCT-UNL



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2017

“Copyright” Luís Carlos Neves da Luz, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

A realização deste trabalho apenas foi possível graças à colaboração de um conjunto de pessoas. Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao Professor Doutor Nuno Guerra, orientador científico desta dissertação, pela paciência, disponibilidade e apoio. A sua dedicação, exigência e rigor científico contribuíram para a realização deste trabalho assim como para o meu crescimento profissional e pessoal.

A todos os professores do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa que fizeram parte e contribuíram para o meu percurso académico.

Ao promotor/gestor do empreendimento Liberdade 203, a empresa AVENUE, na pessoa do Dr. Miguel Rendo e à empresa JETsj Geotecnia pela cedência de elementos para elaboração do presente trabalho.

Ao Eng. Filipe Silva da empresa Peri pelo esclarecimento de dúvidas sobre a estrutura de contenção de fachada.

À Inês, por ser das pessoas mais importantes e que acompanhou todo o meu percurso académico.

À minha família, pelo apoio, confiança, motivação, educação e todas as condições que me proporcionaram para concluir uma formação superior.

Aos meus colegas e amigos, pelo companherismo e pelas trocas de conhecimentos ao longo destes anos, acompanhadas sempre com palavras de motivação e ânimo.

Resumo

Nos últimos anos tem-se verificado uma diminuição da construção de raiz que, aliada à degradação de muitos imóveis, conduz a um incremento das obras de reabilitação. Em alguns casos, as obras de reabilitação são profundas e caracterizam-se pela demolição do interior do edifício, preservando as fachadas, maioritariamente de carácter histórico, com recurso a estruturas de contenção de fachada. Nas zonas mais nobres esta prática verifica-se cada vez mais associada ainda, para o aproveitamento de espaço, à execução de pisos enterrados, habitualmente para estacionamento automóvel.

Na presente dissertação faz-se uma breve caracterização do tipo de edifícios que, mais frequentemente, é objeto das intervenções referidas e descrevem-se, sucintamente, os diferentes tipos de estrutura de contenção de fachada disponíveis. Descrevem-se também alguns casos de estudo publicados de intervenções de reabilitação profunda do tipo descrito. Entre estes, escolheu-se um caso de estudo, o edifício “Liberdade 203”, sito na cidade de Lisboa, no que diz respeito ao projeto de recalçamento e contenção de fachadas e de escavação e contenção periférica, para análise e descrição detalhada.

Procedeu-se à modelação numérica de um alçado desse caso de estudo, recorrendo ao método dos elementos finitos e ao programa Plaxis, procurando-se a modelação conjunta da escavação (incluindo a parede de contenção de terras e o sistema de suporte), da fachada e da estrutura de contenção de fachada. Dada a complexidade envolvida na modelação, esta foi realizada em 7 etapas, considerando cenários sucessivamente mais complexos e mais próximos da estrutura real.

Por fim, procedeu-se a uma análise paramétrica, variando diversas características da fachada a fim de entender quais os parâmetros que influenciam o comportamento da mesma e o da parede de contenção de terras, em termos de deslocamentos. Em particular, concluiu-se da importância dos materiais que constituem as fachadas, que podem conduzir a deslocamentos mais acentuados na fachada ou mesmo conduzir ao colapso estrutural da mesma. No final do presente trabalho apresentam-se as principais conclusões e referem-se algumas limitações e sugestões para trabalhos futuros.

Palavras chave:

Contenção de fachadas; escavações urbanas; contenção periférica; elementos finitos.

Abstract

In the past few years a decrease of the construction of new buildings has occurred. This decrease, combined with the degradation of old buildings, lead to an increase in rehabilitation construction works. In some cases, rehabilitation works are comprehensive and are characterized by the demolition of the building's interior while preserving its façade, using a retaining façade solution. In the noblest urban areas this practice is increasingly associated with space re-utilization and the construction of underground floors, normally used for car parking.

In the present dissertation a brief characterization of the type of buildings that are usually rehabilitated by the referred method is described. Also, the different types of façade retention structures are presented. Some published case studies of deep rehabilitation interventions are described. Among these, a case study was chosen, the “Liberdade 203” building, located in the city of Lisbon, involving façade underpinning, excavation and earth retaining structure. This case study is analysed and described in detail.

Subsequently, a numerical analysis of the case study was made, using the finite element method and the Plaxis program, to model the construction process, including the excavation (including earth retaining's structure and support system), the façade and the façade retention structure at the same time. Given the complexity involved in the modeling, it was performed in 7 steps, considering scenarios that were successively more complex and closer to the real structure.

Finally, a parametric analysis was conducted, modifying the façade's characteristics to better understand which parameters have the most influence regarding its behavior and the earth retaining's structure, in terms of displacements. In particular, it is important to remark the importance of the façade's materials which may lead to more pronounced displacements or even structural collapse. In the conclusion of this dissertation, several constraints that have emerged along the process of writing this paper are presented, as well as some suggestions for future works.

Keywords:

façade retention; urban excavation; earth retaining structure; finite elements.

Índice de Matérias

Copyright	i
Agradecimentos	iii
Resumo	v
Abstract	vii
Índice de Figuras	xiii
Índice de Tabelas	xvii
Lista de abreviaturas, siglas e símbolos	xix
1 Introdução	1
1.1 Enquadramento geral e objetivos	1
1.2 Organização da dissertação	2
2 Revisão Bibliográfica	3
2.1 Enquadramento geral	3
2.2 Breve caracterização dos edifícios antigos	3
2.3 Estruturas de contenção de fachada	4
2.3.1 Considerações gerais	4
2.3.2 Localização das estruturas de contenção de fachada	4
2.3.3 Geometria das estruturas de contenção de fachada	5
2.3.4 Ligação da estrutura de contenção de fachada à fachada	12
2.3.5 Fundações das estruturas de contenção de fachada	13
2.4 Escavações urbanas com preservação de fachadas	14
2.4.1 Casos de obras	15
2.4.2 Análise dos casos de obras	24
2.5 Propriedades da alvenaria de pedra	26
2.6 Modelação numérica de problemas geotécnicos	27
2.6.1 Breve caraterização do software Plaxis	27
2.6.2 Modelo Hardening Soil	28

3	Caso de Estudo: Edifício Liberdade 203	31
3.1	Enquadramento geral	31
3.1.1	Localização	31
3.1.2	Caraterização e área de implantação	31
3.1.3	Condicionantes de natureza geológica-geotécnica	32
3.2	Caraterização geológico-geotécnica	35
3.3	Descrição do caso de estudo	40
3.3.1	Planta de implantação	40
3.3.2	Descrição da solução de recalçamento de fachadas e de escavação e contenção periférica	41
3.3.3	Descrição da contenção provisória das fachadas	48
3.3.4	Descrição das fachadas e fundações	52
3.4	Caracterização da ação do vento	53
4	Modelação numérica	57
4.1	Considerações gerais	57
4.2	Cenário C0	58
4.2.1	Parâmetros de modelação	58
4.2.2	Malha de elementos finitos e faseamento construtivo	63
4.2.3	Resultados	64
4.3	Cenário C1	68
4.3.1	Parâmetros de modelação	68
4.3.2	Malha de elementos finitos e faseamento construtivo	71
4.3.3	Resultados	74
4.4	Cenário C2	77
4.4.1	Parâmetros de modelação	77
4.4.2	Malha de elementos finitos e faseamento construtivo	79
4.4.3	Resultados	82
4.5	Cenário C3	86
4.5.1	Parâmetros de modelação	86
4.5.2	Resultados	86
4.6	Cenário C4	89
4.6.1	Parâmetros de modelação	89
4.6.2	Malha de elementos finitos e faseamento construtivo	94
4.6.3	Resultados	95
4.7	Cenário C5	101
4.7.1	Parâmetros de modelação	101
4.7.2	Resultados	101
4.8	Cenário C6	104
4.8.1	Parâmetros de modelação	104
4.8.2	Resultados	104
4.9	Comparação do cenário C6 com os resultados da instrumentação	108
4.10	Considerações finais	109

5	Análise Paramétrica	111
5.1	Considerações gerais	111
5.2	Resistência à tração	111
5.3	Resistência à compressão	112
5.4	Peso volúmico	115
5.5	Módulo de elasticidade	117
5.6	Ação do vento	119
5.6.1	Influência do vento no cenário C6	119
5.6.2	Influência do vento no cenário C5	121
5.7	Resistência à tração considerando a ação do vento	122
5.8	Resist. à compressão considerando a ação do vento	122
5.9	Fatores de segurança	124
5.10	Esforços na estrutura de contenção de fachada	127
5.11	Considerações finais	127
6	Conclusão	131
6.1	Considerações finais	131
6.2	Desenvolvimentos futuros	132
	Referências bibliográficas	135

Índice de Figuras

2.1	Contenção de fachadas	6
2.2	Escoramento inclinado	6
2.3	Contenção de fachadas: Sistemas Porticados	7
2.4	Sistema de contenção em consola	8
2.5	Sistema de suporte de peso	9
2.6	Escoramento aéreo	9
2.7	Ligação a edifícios adjacentes	10
2.8	Sistema de contenção de fachadas para edifícios isolados	11
2.9	Contenção de fachadas de edifícios isolados	11
2.10	Ligação do tipo direta.	12
2.11	Ligação do tipo indireta	13
2.12	Ligação do tipo indireta	14
2.13	Caso de obra: Liberdade Street Fashion	16
2.14	Caso de obra: Edifício na Av. da República nº25	17
2.15	Caso de obra: Edifício Centenário em Lisboa	18
2.16	Caso de obra: Edifício Centenário em Lisboa	19
2.17	Caso de obra: Hotel Porto Bay Liberdade em Lisboa.	19
2.18	Caso de obra: Hotel Porto Bay Liberdade	20
2.19	Procedimento construtivo	25
2.20	Mecanismo de contenção de fachada	26
2.21	Modelo constitutivo Hardening Soil	28
3.1	Localização: Liberdade 203.	32
3.2	Fachadas preservadas	33
3.3	Ilustração dos edifícios existentes e condições de vizinhança: Liberdade 203	34
3.4	Planta de sondagens	36
3.5	Parâmetros geológico-geotécnicos: Complexo C1: E_{35} e E_{50}	38
3.6	Parâmetros geológico-geotécnicos: Complexo C1: E_{50}^{ref} e ϕ'	39
3.7	Planta de implantação: Liberdade 203	41
3.8	Ligações das microestacas à parede de contenção	42
3.9	Corte tipo: Alçado AB	43
3.10	Corte tipo: Alçado BC	44
3.11	Corte tipo: Alçado CD	45
3.12	Corte tipo: Alçado DA	46
3.13	Corte tipo: Recalçamento das fachadas localizadas no tardoz.	47

3.14	Estrutura de contenção de fachada: Ilustração	49
3.15	Elemento da estrutura de contenção de fachada: RCS	50
3.16	Elemento da estrutura de contenção de fachada: SRU	50
3.17	Elemento da estrutura de contenção de fachada: SRU	51
3.18	Elemento da estrutura de contenção de fachada: SLS	51
3.19	Ilustração da fachada tipo	52
3.20	Cálculo da ação do vento	54
4.1	Corte tipo: Alçado DA	57
4.2	Descrição esquemática dos cenários C0 a C6	59
4.3	Cenário C0	60
4.4	Ilustração do cálculo do módulo de elasticidade e peso volúmico das colunas de cimento	63
4.5	Malha de elementos finitos: Cenário C0	64
4.6	Faseamento construtivo - Cenário C0	65
4.7	Resultados do Cenário C0	66
4.8	Cenário C1	68
4.9	Planta representativa do edifício	70
4.10	Representação do pavimento	70
4.11	Modelação da fachada	71
4.12	Malha de elementos finitos: Cenário C1	72
4.13	Faseamento construtivo - Cenário C1	73
4.14	Resultados do Cenário C1	75
4.15	Comparação entre os cenários C0 e C1	76
4.16	Cenários C2, C3 e C5	78
4.17	Malha de elementos finitos: Cenário C2	79
4.18	Faseamento construtivo - Cenários C2, C3 e C5	80
4.19	Faseamento construtivo - Cenários C2, C3 e C5	81
4.20	Resultados do Cenário C2	84
4.21	Comparação entre os cenários C0, C1 e C2	85
4.22	Resultados do Cenário C3	87
4.23	Comparação entre os cenários C0, C1, C2 e C3	88
4.24	Cenário C4 e C6	90
4.25	Exemplificação da modelação da ECF	91
4.26	Malha de elementos finitos: Cenário C4	95
4.27	Faseamento construtivo - Cenários C4 e C6	96
4.28	Faseamento construtivo - Cenários C4 e C6	97
4.29	Resultados do Cenário C4	99
4.30	Comparação entre os cenários C0, C1, C2, C3 e C4.	100
4.31	Resultados do Cenário C5	102
4.32	Comparação entre os cenários C0, C1, C2, C3, C4 e C5	103
4.33	Resultados do Cenário C6	106
4.34	Comparação de todos os cenários em estudo	107
4.35	Instrumentação	108
4.36	Instrumentação	109
5.1	Variação da resistência à tração - Deslocamentos	113

5.2	Variação da resistência à compressão - Deslocamentos	114
5.3	Variação da resistência à peso volúmico - Deslocamentos	116
5.4	Variação do módulo de elasticidade - Deslocamentos	118
5.5	Ação do vento: Deslocamentos	120
5.6	Ação do vento: Deslocamento horizontal na 2ª fase de escavação . . .	121
5.7	Variação da resistência à tração considerando a ação do vento - Deslocamentos	123
5.8	Variação da resistência à compressão considerando a ação do vento - Deslocamentos	125
5.9	Mecanismos de colapso	126
5.10	Esforços na estrutura de contenção de fachada	128

Índice de Tabelas

2.1	Casos de obras. Parte 1	21
2.2	Casos de obras. Parte 2	22
2.3	Casos de obras. Parte 3	23
2.4	Características mecânicas da alvenaria de pedra	27
2.5	Peso volúmico da alvenaria de pedra	27
3.1	Sondagens efetuadas: Cotas de início	35
3.2	Complexos geotécnicos	36
3.3	Sondagens efetuadas: Profundidade do nível de água estabilizado	37
3.4	Parâmetros geológico-geotécnicos: Complexo C1	40
3.5	Caracterização dos parâmetros geológico-geotécnicos	40
3.6	Comprimentos das barras SLS	51
4.1	Parâmetros de modelação da parede de contenção	61
4.2	Forças de pré-esforço aplicadas às ancoragens	61
4.3	Parâmetros de modelação das microestacas interiores	62
4.4	Parâmetros de modelação dos perfis metálicos UPN300	62
4.5	Cargas nas ancoragens - Cenário C0	67
4.6	Deslocamentos máximos no cenário C0	67
4.7	Propriedades da fachada	71
4.8	Cargas nas ancoragens - Cenário C1	74
4.9	Deslocamentos máximos no cenário C1	74
4.10	Parâmetros de modelação das microestacas exteriores	77
4.11	Cargas nas ancoragens - Cenário C2	82
4.12	Deslocamentos máximos no cenário C2	83
4.13	Cargas nas ancoragens - Cenário C3	86
4.14	Deslocamentos máximos no cenário C3	88
4.15	Parâmetros de modelação das microestacas da estrutura de contenção de fachada	89
4.16	Parâmetros de modelação das barras B,1,2,3,4,5,6 e 7	92
4.17	Parâmetros de modelação das barras V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7, V8 e V9	93
4.18	Parâmetros de modelação das barras F e C	93
4.19	Parâmetros de modelação das barras A e B	94
4.20	Parâmetros de modelação das barras DYWIDAG	94
4.21	Cargas nas ancoragens - Cenário C4	98
4.22	Deslocamentos máximos no cenário C4	98

4.23	Cargas nas ancoragens - Cenário C5	104
4.24	Deslocamentos máximos no cenário C5	104
4.25	Cargas nas ancoragens - Cenário C6	105
4.26	Deslocamentos máximos no cenário C6	105
4.27	Comparação dos valores obtidos no cenário C6 com a instrumentação	108
5.1	Deslocamentos máximos por fase de escavação: Resistência à tração .	112
5.2	Deslocamentos máximos por fase de escavação: Resistência à compressão	115
5.3	Deslocamentos máximos por fase de escavação: Peso volúmico	117
5.4	Deslocamentos máximos por fase de escavação: Módulo de elasticidade	117
5.5	Deslocamentos máximos por fase de escavação: Ação do vento	119
5.6	Deslocamentos máximos por fase de escavação: Resistência à tração considerando a ação do vento	122
5.7	Deslocamentos máximos por fase de escavação: Resistência à compressão considerando a ação do vento	124
5.8	Fatores de segurança	127

Lista de Abreviaturas e Símbolos

Abreviaturas

EC1 Eurocódigo 1

$C1$ Complexo $C1$: Aterro areno-argiloso

$C2_A$ Complexo $C2_A$: Argilas e calcários dos Prazeres

$C2_B$ Complexo $C2_B$: Formação de Benfica

$C3$ Complexo $C3$: Vulcânico de Lisboa

ECF Estrutura de contenção de fachada

Símbolos

α Ângulo que a barra SLS faz com horizontal da estrutura de contenção de fachada

$A_{central}$ Área da secção transversal da zona central das barras SLS da estrutura de contenção de fachada

$A_{cimento}$ Área de cimento

A_{eq} Área equivalente das barras SLS da estrutura de contenção de fachada

A_{fuso} Área da secção transversal da zona de fuso das barras SLS da estrutura de contenção de fachada

A_{RCS} Área da secção transversal da barra RCS da estrutura de contenção de fachada

A_{SRU} Área da secção transversal da barra SRU da estrutura de contenção de fachada

c' Coesão efetiva

c_{dir} Coeficiente de direção

C_o Coeficiente de orografia

C_r Coeficiente de rugosidade

- $c_{p,net}$ Coeficiente de pressão resultante
- c_{season} Coeficiente de sazão
- d Comprimento de reentrada das cunhas
- d Constante para o cálculo do peso volúmico e módulo de elasticidade das colunas de cimento
- D_r Densidade relativa do solo de acordo com as equações de Gibbs e Holtz e de Skempton
- E Módulo de deformabilidade
- EA Rigidez axial
- EI Rigidez de flexão
- $E_{cimento}$ Módulo de elasticidade do cimento
- E_{eq}^{CS} Módulo de elasticidade equivalente das colunas de cimento
- E_{eq}^{ed} Módulo de elasticidade equivalente do edifício
- E_{oed} Módulo de deformabilidade tangente para carregamento edométrico primário
- E_{ur} Módulo de deformabilidade de descarga e recarga
- E_{ur}^{ref} Módulo de deformabilidade de descarga e recarga de referência
- E_{35} Módulo de deformabilidade secante para 35% da tensão de rotura
- E_{50} Módulo de deformabilidade secante para 50% da tensão de rotura
- E_{50}^{C1} Módulo de deformabilidade a 50% de rotura do complexo C1
- E_{50}^{ref} Módulo de deformabilidade secante de referência para 50% de rotura
- f constante de valor aproximado a 1
- FS Fator de segurança
- g constante de valor entre 0,15 a 0,35
- $I_{central}$ Inércia da zona central das barras SLS da estrutura de contenção de fachada
- I_{fuso} Inércia da zona de fuso das barras SLS da estrutura de contenção de fachada
- $I_v(z)$ Coeficiente de turbulência
- I_{yRCS} Momento de inércia do elemento RCS da estrutura de contenção de fachada
- I_{ySRU} Momento de inércia do elemento SRU da estrutura de contenção de fachada
- K_0 Coeficiente de impulso em repouso

- l/h Quociente entre a largura e altura da fachada para classificação da ação do vento
- L_{alv} Soma das espessuras de alvenaria de pedra da fachada para efeitos de modelação
- $L_{ancoragem}$ Comprimento livre das ancoragens
- $L_{central}$ Comprimento da zona central das barras SLS da estrutura de contenção de fachada
- L_{fuso} Comprimento da zona de fuso das barras SLS da estrutura de contenção de fachada
- L_t Largura total da fachada
- m Expoente da relação $E = E_{ref} \left(\frac{\sigma'_{med}}{p'_{ref}} \right)^m$
- $P_{ancoragem}$ Forças aplicadas nas ancoragens
- p^{ref} Tensão efetiva média de referência
- $q_p(z)$ Pressão dinâmica de pico
- R_{inter} Fator de redução da resistência da interface
- s Constante para o cálculo do peso volúmico e módulo de elasticidade das colunas de cimento
- v_b Valor de referência da velocidade do vento
- $v_{b,0}$ Valor básico da velocidade de referência do vento
- v_m Velocidade média do vento
- w Peso próprio
- W_{yRCS} Módulo de flexão do elemento RCS da estrutura de contenção de fachada
- W_{ySRU} Módulo de flexão do elemento SRU da estrutura de contenção de fachada
- z Altura acima do solo
- z_o Comprimento de rugosidade
- ΔF Perda de carga nas ancoragens
- γ Peso volúmico
- γ^{Alv} Peso volúmico da alvenaria de pedra
- γ_{eq}^{CS} Módulo de elasticidade equivalente das colunas de cimento
- γ_h Peso volúmico húmido

γ_{sat}	Peso volúmico saturado
ϕ'	Ângulo de resistência ao corte efetivo
ψ	Ângulo de dilatação
ν	Coefficiente de Poisson
σ_c	Resistência à tração
σ_c^{Alv}	Resistência à compressão da alvenaria de pedra
σ_t	Resistência à tração
σ_t^{Alv}	Resistência à tração da alvenaria de pedra
σ'_{med}	Tensão efetiva média
σ'_{v_0}	Tensão vertical efetiva

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento geral e objetivos

A rápida evolução das sociedades conduz a novas exigências nos edifícios, surgindo edifícios cada mais desatualizados e pouco funcionais. É este neste sentido que a reabilitação urbana tem vindo a assumir, nos últimos anos, uma enorme importância na Europa. Portugal não é exceção e apresenta um património arquitetónico cheio de história que importa preservar, sendo que a maioria se encontra nos grandes centros urbanos. Por outro lado, os imóveis mais antigos geralmente não apresentam capacidades estruturais adequadas, pelo que muitas vezes se opta por demolir a totalidade do edifício. Nos grandes centros urbanos, principalmente nas zonas mais nobres, por imposições regulamentares nem sempre é possível proceder à demolição total dos edifícios, sendo cada vez mais frequente a preservação de fachadas históricas. Este conceito, conhecido por “Fachadismo”, é uma prática bastante alvo de controvérsia, uma vez que muitas pessoas defendem que os edifícios devem ser mantidos integralmente, enquanto que outras defendem a sua conservação e o desenvolvimento.

Nos centros urbanos, a indisponibilidade de espaço para construção de raiz remete para a necessidade de rentabilizar o espaço existente, o que aliado às imposições regulamentares, conduz a um tipo de construção particular e com dificuldades acrescidas. Deste modo, torna-se frequente a realização de escavações, em meio urbano, onde é preservada a fachada do edifício com recurso a uma estrutura temporária de contenção de fachada.

A execução de pisos enterrados preservando as fachadas com recurso a uma estrutura de contenção de fachada, como mencionado anteriormente, tem sido uma prática cada vez mais recorrente. No entanto, este tipo de prática não se reflete na bibliografia disponível em muitos estudos, surgindo neste sentido o interesse e a pertinência de aprofundar os conhecimentos inerentes a esta técnica no presente trabalho. Deste modo, esta dissertação apresenta como objetivo principal a análise do conjunto composto pela fachada e estrutura de contenção, assim como o faseamento construtivo associado a esta técnica. Procura-se, recorrendo ao método dos elementos finitos, simular uma situação de escavação urbana com preservação

de fachada, dando assim resposta aos diferentes parâmetros que influenciam o comportamento da fachada durante as diversas fases de escavação.

1.2 Organização da dissertação

A dissertação encontra-se dividida em seis capítulos e bibliografia.

No primeiro capítulo é apresentada a organização do trabalho e os seus objetivos, assim como um enquadramento geral do tema.

No segundo capítulo é realizada uma breve caracterização dos edifícios antigos, das diversas estruturas de contenção de fachada existentes, assim como os tipos de ligações existentes entre a estrutura de contenção e a fachada. Pretende-se também apresentar um conjunto de casos de obra, demonstrando as diversas soluções utilizadas no que diz respeito ao recalçamento das fachadas e às soluções de contenção periférica. No final do capítulo é realizada uma breve descrição do modelo de comportamento de solos, Hardening-Soil, e procede-se ainda à recolha de informação das propriedades das alvenarias de pedra.

No terceiro capítulo, apresenta-se o caso de estudo que serviu de base para a elaboração deste trabalho, no que concerne à sua localização, condicionantes, condições geológico-geotécnicas, bem como as soluções tidas em consideração do ponto de vista geotécnico. Posteriormente, será também descrita a solução utilizada para a contenção das fachadas existentes, procedendo-se ainda à caracterização da ação do vento regulamentar a fim de definir os modelos de elementos finitos nos capítulos seguintes.

No quarto capítulo são apresentados os cenários utilizados na modelação numérica, assim como os diversos resultados obtidos em cada um deles, sendo feita a sua análise e comparação.

No quinto capítulo é realizada uma análise paramétrica, na qual se procede à variação das diversas propriedades da fachada a fim de verificar o seu efeito nos deslocamentos. Neste capítulo, é ainda analisada a influência do vento sobre a fachada, durante a execução dos níveis de escavação.

Finalmente, no sexto capítulo, são apresentadas as considerações finais do presente trabalho, bem como as limitações e sugestões para desenvolvimentos futuros.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

2.1 Enquadramento geral

No presente capítulo apresenta-se a revisão de literatura dos conceitos relevantes para a compreensão da presente dissertação. É realizada uma breve caracterização dos edifícios antigos, das diversas estruturas de contenção de fachada assim como das ligações existentes entre a estrutura de contenção e a fachada. Apresenta-se também um conjunto de casos de obra, demonstrando as soluções utilizadas no que diz respeito ao recalçamento das fachadas e as soluções de contenção periférica. É apresentado ainda uma breve descrição do software de elementos finitos, Plaxis, e descreve-se o modelo de comportamento de solos, Hardening-Soil. No final do capítulo apresenta-se uma breve pesquisa referente às propriedades da alvenaria de pedra.

2.2 Breve caracterização dos edifícios antigos

Entende-se por edifícios antigos aqueles que foram construídos até aos anos 40 do século XX, uma vez que a partir desta data, praticamente, se extinguíram as técnicas construtivas tradicionais.

De uma forma geral, as fundações dos edifícios antigos são classificadas em 3 tipos distintos, tal como as fundações de outras estruturas: fundações diretas, fundações semi-diretas e fundações indiretas. As fundações diretas consistem no prolongamento das paredes resistentes até ao terreno podendo apresentar ou não alargamento das mesmas. As fundações semi-diretas caracterizam-se pela execução de poços de alvenaria de pedra acompanhados por arcos de alvenaria de pedra ou de tijolo, de onde nascem as paredes resistentes. A solução de fundações indiretas é caracterizada pela utilização de estacas de madeira e empregue quando o terreno superficial não apresenta capacidade resistente suficiente, sendo que, desta forma, é pretendido atingir estratos com melhores características.

As paredes resistentes dos edifícios antigos apresentam, como característica base, o facto de serem constituídas por materiais heterogéneos. Uma vez que os materiais que constituem as paredes resistentes apresentam baixas resistências à tração, é

necessário que estas apresentem uma espessura considerável para que surja uma força estabilizadora face às ações horizontais, como por exemplo, o vento e/ou os sismos. Por outro lado, o facto de a parede apresentar uma largura considerável permite que o risco de encurvadura seja menor, uma vez que se torna menos esbelta. As paredes divisórias dos edifícios antigos, que não apresentam qualquer função estrutural, são constituídas, normalmente, por adobe e taipa.

No que diz respeito à estrutura de pavimentos dos edifícios antigos estes organizam-se colocando o vigamento principal de forma paralela entre si, com afastamento entre 0,20m e 0,40m. Na caso em que os vãos apresentem dimensões consideráveis o pavimento organiza-se de outra forma, consistindo em criar um ou mais alinhamentos de vigas principais com uma altura maior.

Quanto à cobertura dos edifícios antigos, estas podem ser de 3 formatos distintos: inclinado, curvo (abóbadas e cúpulas) ou planas, sendo que as coberturas inclinadas são as mais comuns. As coberturas inclinadas caracterizam-se pela sua estrutura ser constituída por uma estrutura em madeira composta por madres, varas e ripas que suportam o revestimento composto por telhas cerâmicas do tipo “canudo”, “lusa” ou “Marselha” [2].

2.3 Estruturas de contenção de fachada

2.3.1 Considerações gerais

Nem todos os edifícios mais antigos apresentam propriedades estruturais adequadas para as exigências que atualmente lhes são propostas, necessitando, por vezes de alterações estruturais. Como se sabe, nos edifícios antigos as paredes exteriores desempenham funções estruturais, suportando desta forma os pisos, a cobertura e as paredes interiores [2]. Quando o interior de um edifício é demolido, as paredes exteriores ficam mais suscetíveis às ações horizontais, necessitando desta forma de um suporte temporário até a nova construção estar concluída. Este apoio é garantido por uma estrutura de contenção de fachada, que deverá ser dimensionada para resistir às ações horizontais, tal como o vento [12]. Serão abordados nesta secção os diversos tipos de estruturas de contenção de fachadas (ECF) assim como as ligações destas à fachada existente.

2.3.2 Localização das estruturas de contenção de fachada

Como mencionado anteriormente, na reabilitação urbana, por vezes, é necessário preservar as paredes das fachadas principais dos edifícios e, tendo em conta os diferentes condicionalismos de cada obra é necessário tomar uma decisão sobre qual o sistema de contenção indicado na preservação de fachadas. Desta forma, é possível, sinteticamente, classificar os sistemas de contenção de fachadas, quanto à sua localização, em sistemas externos, internos e mistos.

Os sistemas externos designam-se desta forma pelo facto de se encontrarem no lado exterior da fachada do edifício, tendo como grande vantagem o facto de não

interferirem com o decorrer da obra; contudo apresentam como desvantagem a ocupação da via pública, o que por vezes, pode tornar-se incompatível. Por outro lado, os sistemas internos localizam-se no interior do empreendimento, tendo como desvantagem o facto de interferirem com a obra, contudo, em situações em que não é possível ocupar a via pública este é o único método possível. Existe, por vezes, a necessidade da conjugação dos dois sistemas anteriores, sendo, desta forma, classificado como sistema misto.

Independentemente do tipo de sistema a ser utilizado, o essencial é ser garantido o suporte da fachada durante as fases de demolição e até a nova estrutura estar concluída [12].

2.3.3 Geometria das estruturas de contenção de fachada

A geometria de um sistema de contenção depende sempre do tipo de intervenção que se pretende executar. Por norma, a contenção de fachadas, hoje em dia, é realizada através de sistemas porticados ou em consola, quando executada pelo exterior. Por outro lado, quando as condições não permitem que a contenção seja executada pelo exterior, recorre-se a uma estrutura de contenção do tipo aéreo, localizada no interior dos empreendimentos [8].

Deste modo, o número e posição das fachadas a serem preservadas, bem como o número de pisos a serem construídos, deve ser previamente estudado em fase de projeto. Estes aspetos permitem dimensionar de forma correta a estrutura de contenção desde os trabalhos de demolição até aos trabalhos de construção [13]. O número de paredes (fachadas ou empenas) a preservar é um aspeto bastante relevante no critério de decisão do tipo de geometria a adotar no sistema de contenção, visto ser possível manter apenas uma parede com acesso a uma determinada via pública (figura 2.1 (a)), duas paredes (figura 2.1 (b)), três paredes, ou mesmo quatro paredes [11].

Posto isto, a estrutura de contenção tem como finalidade a substituição, de forma provisória, das lajes existentes que serão posteriormente demolidas com o intuito de executar a nova estrutura do edifício [22].

2.3.3.1 Sistemas de escoramentos inclinados

Localizado preferencialmente no lado exterior da fachada, este tipo de estrutura é caracterizado pela sua simplicidade estrutural, uma vez que apresenta apenas a utilização de barras articuladas inclinadas que ligam a fachada à fundação. Dado que este tipo de escoramento apresenta os seus elementos inclinados, permite o encaminhamento de esforços horizontais e verticais, o que implica que sejam dimensionados para trabalhar quer à tração quer à compressão. Os elementos estruturais deste tipo de suporte podem ser de madeira ou perfis metálicos (figura 2.2 (a)) que transmitirão a carga ao solo com recurso a sapatas ou barrotes de madeira (Figura 2.2 (b)), contudo e se assim se justificar, poderão ser utilizadas sapatas contínuas. Já no paramento da fachada, as barras não se devem apoiar diretamente

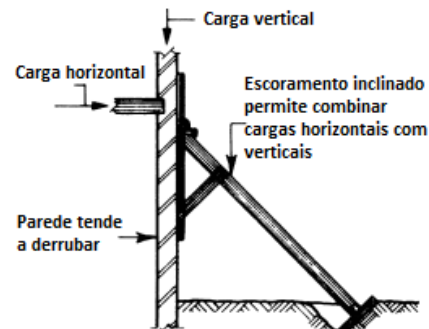


Figura 2.1: Contenção de fachadas: (a) Contenção de uma fachada (b) Contenção de duas fachadas

sobre a mesma, mas sim com o recurso a chapas, de forma a serem transmitidos os impulsos corretamente às barras. A inclinação preferencial das barras deverá estar compreendida num intervalo entre quarenta e cinco a setenta e cinco graus, evitando-se também comprimentos significativos das mesmas. As fundações carecem de um dimensionamento mais cuidado devido às cargas horizontais, provenientes das barras, apresentarem uma componente significativa [8].



(a) Escoramento inclinado¹



(b) Escoramento inclinado. Adaptado de [6]

Figura 2.2: Escoramento inclinado

2.3.3.2 Sistemas de pórticos e treliças

Os sistemas porticados ou treliçados são os sistemas mais utilizados como mencionado anteriormente. Estes localizam-se, normalmente, no exterior (figura 2.3), e são constituídos por conjunto de fiadas de perfis metálicos verticais, sendo contraventados por fiadas de perfis horizontais ao nível dos diversos pisos, podendo ser ainda constituídos por perfis diagonais [8]. A ligação entre os perfis, localizados

¹Disponível em <http://www.dolandemolition.com/facade-retention-removal/>

no interior e no exterior, é garantida através de barras que atravessam as aberturas da fachada (janelas). Caso este sistema apresente ligações articuladas entre os diversos perfis classifica-se de treliçado, ficando desta forma as peças sujeitas a esforços de tração e compressão. De outra forma, se as ligações entre os perfis forem executadas com recurso a soldadura, surgirão esforços de flexão [34].

Este sistema é ainda materializado pelo uso de uma única sapata comum ou por varias sapatas ligadas por vigas de fundação, reduzindo desta forma assentamentos diferenciais. Os sistemas porticados têm a preferência dos projetistas, uma vez que este sistema é autoportante e permite que se adapte a qualquer fachada, em função da sua geometria ou do seu estado de degradação. Contudo, apresenta a desvantagem de ser um sistema com bastante complexidade, comparativamente com outros sistemas, necessitando de quantidade significativa de material e de mão-de-obra [8].



Figura 2.3: Contenção de fachadas através de sistemas porticados. (a) Exterior²
(b) Interior

2.3.3.3 Sistemas em consola

Os sistemas em consola são conhecidos por serem sistemas de contenção simples e pelo facto de ocuparem uma área de instalação relativamente baixa, podendo localizar-se quer no lado interior quer no lado exterior da fachada. Quando localizado no interior da fachada, este sistema pode vir ainda a pertencer à estrutura definitiva.

Este tipo de contenção é composto por perfis horizontais e perfis verticais, sendo que estes últimos se encontram encastrados à fundação. A fundação deverá ter um dimensionamento cuidadoso uma vez que podem surgir valores de momentos bastante significativos. A ligação à fachada é conseguida através dos perfis que se encontram dispostos horizontalmente e que posteriormente transmitem as

²Retirado de: Google Maps/Street View: <https://www.google.pt/maps/>

cargas aos perfis verticais (figura 2.4). Sendo um sistema relativamente simples apresenta condicionalismos subjacentes à sua utilização, já que é um sistema flexível que apresenta, desta forma, grandes deformações e uma resistência inferior comparativamente a outros sistemas. Este sistema de escoramento é aplicado, normalmente, em fachadas isoladas de altura pouco significativa (12m) ou em fachadas de edifícios em que o interior não é demolido. Apesar das suas limitações é um sistema que apresenta vantagens económicas, uma vez que requer baixo número de perfis [8].



Figura 2.4: Sistema de contenção em consola. Retirado de [34]

2.3.3.4 Sistemas de suporte de peso

Em alguns casos é necessário que os sistemas de contenção, além de garantir o equilíbrio das fachadas face as ações horizontais, suportem também o seu peso. Esta situação acontece quando certas zonas das fachadas a preservar apresentam um estado de degradação elevado, pelo que necessitam de ser demolidas. Quando estas situações se verificam, é necessário projetar um sistema capaz de suportar o peso da fachada (figura 2.5), sendo que este sistema consiste num conjunto de pórticos que permitem transferir o peso da fachada para as respetivas fundações. De forma a proceder-se a uma instalação correta deste sistema, é necessário efetuar aberturas na fachada, onde, posteriormente, serão introduzidas vigas de suporte. Estas vigas têm como objetivo suportar o peso da fachada quando forem removidos as zonas degradadas da fachada [6, 34].

2.3.3.5 Sistemas de suporte aéreo

Neste sistema de contenção procede-se a um escoramento horizontal, com recurso a perfis metálicos, paralelos, oblíquos ou perpendiculares a cada plano de fachada (figura 2.6 (a)). Por outro lado, quando os vãos a vencer são consideráveis pode-se recorrer a treliças (figura 2.6 (b)). Quando se pretende proceder a uma contenção pelo interior, este é o método mais utilizado, uma vez que os outros sistemas consomem mais espaço no interior da obra. É, por outro lado, um método muito

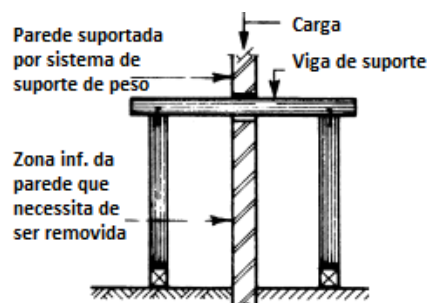


Figura 2.5: Sistema de contenção de suporte de peso. Adaptado de [6]



(a) Escoramento aéreo de canto



(b) Escoramento aéreo

Figura 2.6: Escoramento aéreo

utilizado para complementar outros métodos de contenção.

O sistema de contenção do tipo suporte aéreo permite a transmissão das forças para as estruturas em que se apoia, não necessitando desta forma de estar ligado às fundações. Contudo, tendo em consideração que o sistema transmite as respetivas forças às paredes onde se apoia, é necessário que as mesmas apresentem capacidade resistente adequada, devendo procurar-se sempre as zonas mais rígidas de forma a que as cargas sejam absorvidas corretamente.

A montagem deste sistema segue a ordem de demolição dos pisos, ou seja, de cima para baixo, sendo mantida até à conclusão da estrutura definitiva. Os sistemas de suporte aéreo necessitam, como já mencionado, de zonas rígidas para que as cargas possam ser absorvidas, pelo que, no caso da ligação ser feita à parede de um edifício vizinho, deve ser procurada a zona entre pisos, dado que é a zona mais rígida [8].



Figura 2.7: Ligação a edifícios adjacentes

2.3.3.6 Ligação a edifícios adjacentes

Quando se pretende demolir um edifício que se localiza no meio de outros dois, é comum utilizá-los como contenção. Esta situação ocorre normalmente quando o edifício central é retirado, criando desta forma uma descompressão nas estruturas vizinhas devido ao confinamento provocado pelo edifício demolido. Esta situação pode levar à ocorrência de assentamentos diferenciais e de fendilhação nos edifícios vizinhos. Neste tipo de situação é comum a utilização de escoramento aéreo, com recurso a perfis metálicos ou também treliças (figura 2.7) [8].

2.3.3.7 Edifícios isolados

No que diz respeito ao escoramento de fachadas de edifícios isolados a solução de contenção aérea também é viável, dependendo do número de fachadas a preservar e da sua geometria. Desta forma, no caso de ser pretendido manter as fachadas adjacentes, é comum recorrer a escoramento de canto e vigas horizontais (figura 2.9). Por outro lado, se for pretendido manter todas as fachadas, é necessário criar um sistema estrutural em quadro rígido, que permite o escoramento de todas as fachadas. Este sistema é composto por escoras e tirantes e por vigas horizontais (figura 2.8) [8].

2.3.3.8 Sistemas mistos

Em determinadas situações, um sistema de contenção único não cumpre todas as exigências técnicas e de segurança para preservação de fachadas. Assim, em algumas situações é necessário utilizar mais do que um sistema de contenção, sendo desta forma classificado como sistema misto [8,10]. Um exemplo prático desta solução é a utilização de um sistema porticado/treliçado na contenção da fachada juntamente com um sistema do tipo aéreo.

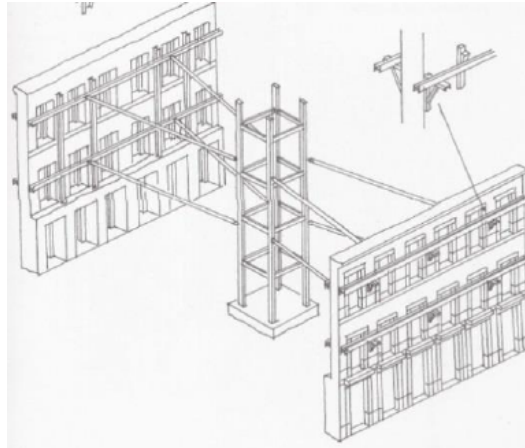


Figura 2.8: Sistema de contenção de fachadas para edifícios isolados. Retirado de [15]



Figura 2.9: Contenção de fachadas de edifícios isolados

2.3.4 Ligação da estrutura de contenção de fachada à fachada

2.3.4.1 Considerações gerais

As ligações são essenciais para que o sistema de contenção, juntamente com as fachadas a preservar, funcionem como apenas um elemento. Desta forma, é possível classificar as ligações em definitivas, diretas e indiretas, sendo que estas duas últimas apresentam caráter temporário. A escolha do tipo de ligações a utilizar depende sempre dos diversos condicionalismos arquitetónicos das fachadas a preservar, contudo é sempre preferível adotar ligações do tipo indireto de modo a não danificar as propriedades iniciais da(s) fachada(s) [8,11].

2.3.4.2 Ligação do tipo direta

Este tipo de ligação é conseguida através de elementos metálicos (buchas, pernos e parafusos) que perfuram, parcialmente ou totalmente, as fachadas a preservar. A perfuração deverá ser preenchida com um elemento metálico de ligação e acompanhada de uma argamassa não retráctil (figura 2.10). Uma vez que se trata de um método destrutivo, a sua aplicabilidade deverá ser avaliada, cuidadosamente, consoante o estado de conservação da fachada [8].

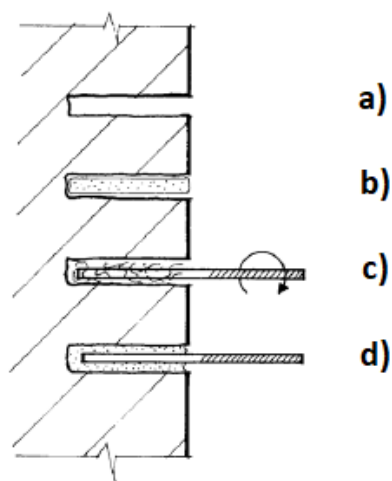


Figura 2.10: Ligação do tipo direta: a) Perfuração da alvenaria; b) Enchimento com argamassa não retráctil; c) Colocação do elemento metálico; d) Elemento metálico ancorado à fachada. Adaptado de [12]

2.3.4.3 Ligação do tipo indireta

Ao contrário da ligação do tipo direta, esta solução não provoca qualquer dano na fachada, o que a torna um método preferível. Esta ligação requer que as malhas exteriores e interiores de perfis estejam corretamente encostadas contra a fachada a preservar, implicando desta forma que os perfis fiquem encostados corretamente às fachadas através de calços de madeira (a resiliência da madeira permite um aperto ou ajuste da estrutura de contenção) ou de uma argamassa de assentamento,

evitando, desta forma, deslocamentos laterais das fachadas (figura 2.11). As malhas podem ficar ligadas entre si através de treliças ou de barras que passam através dos vãos das fachadas. As cunhas metálicas permitem o ajuste perfeito do sistema de contenção à fachada [8]. Este tipo de ligação apresenta como desvantagem o facto de não permitir o correto funcionamento da estrutura de contenção de fachada quando esta se encontra sujeita a esforços de tração.

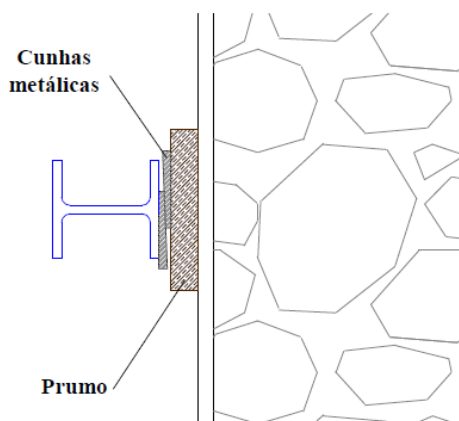


Figura 2.11: Ligação do tipo indireta. Retirado de [8]

2.3.4.4 Ligação definitiva

Os tipos de ligações anteriormente referidos são temporários, o que significa que quando a nova estrutura estiver concluída o sistema de contenção pode ser retirado. Contudo, existem situações em que o sistema de contenção pode ser integrado na nova estrutura, sendo que uma ligação definitiva da ECF à fachada poderá ser alvo de interesse [11]. Deste modo, procede-se à ligação com recurso a conectores metálicos que são fixos a uma das extremidades da fachada e às vigas horizontais do sistema de contenção que irão, posteriormente, fazer parte integral da superestrutura. É necessário, desta forma, proceder à abertura de um orifício na fachada onde é colocada uma cavilha metálica e de seguida é injetado “grout” ou uma argamassa resinosa. A cavilha é ligada a um conector metálico, que posteriormente se liga a uma viga metálica horizontal (que irá fazer parte da estrutura definitiva). De acordo com as exigências do projeto, a ligação pode ocorrer de diversas formas, como representado na figura 2.12 [11,34].

2.3.5 Fundações das estruturas de contenção de fachada

As fundações dos sistemas de contenção podem ser materializadas de diversas formas, consoante as condições geotécnicas do terreno, a altura do edifício a preservar, a geometria da estrutura do sistema de contenção e as infraestruturas que se encontra num determinado arruamento. Deste modo, as fundações podem ser sapatas isoladas, sapatas ligadas por vigas de fundação, sapatas corridas ou maciços de betão. As microestacas apresentam também grande utilidade nas fundações das

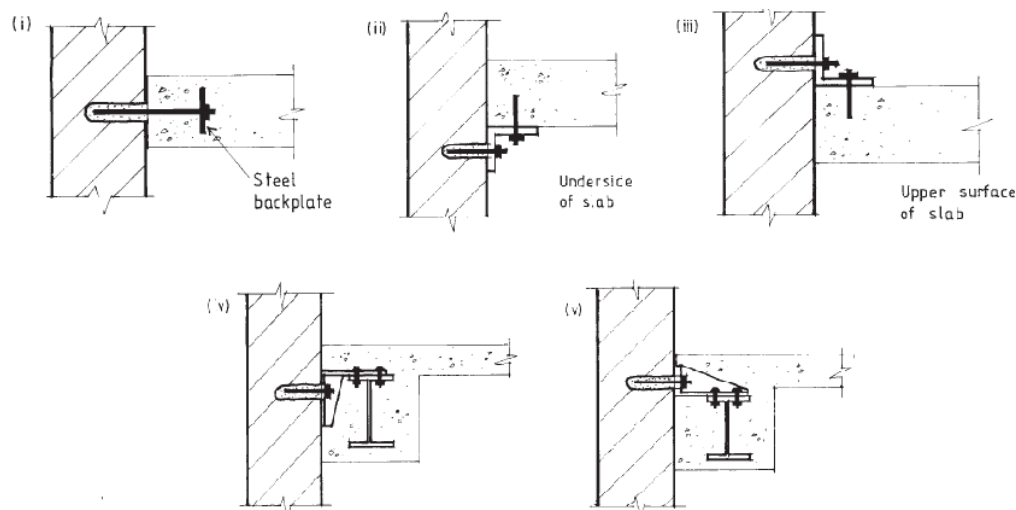


Figura 2.12: Ligação do tipo indireta. Retirado de [12]

ECF quando se pretende proceder à abertura de caves ou quando é necessário acomodar trações [1, 8, 10].

2.4 Escavações urbanas com preservação de fachadas

Com o aumento da população nos centros urbanos e a existência de espaços cada vez mais reduzidos para a execução de construções de raiz, torna-se necessário reabilitar o património existente. Deste modo, torna-se indispensável o aproveitamento de espaço, criando edifícios cada vez mais altos e com mais pisos enterrados.

Na construção de caves com preservação de fachadas, tal como em qualquer outra situação de engenharia, não existe uma solução ideal para a abordagem do problema, mas sim diversas soluções que dependem das condições que cada obra apresenta, como as condições geológico-geotécnicas, condições de vizinhança e da escolha/preferência de cada projetista.

Entre essas técnicas destacam-se, normalmente, técnicas como as paredes de Berlim Definitivo, paredes moldadas ou paredes de jet grouting, para a execução da contenção periférica. Quando a existência da água em solos permeáveis não é significativa é usual a utilização de paredes de Berlim Definitivo; quando a existência de água é significativa o usual é a utilização de paredes moldadas ou de jet grouting. Por outro lado, estas situações requerem o recalçamento das fachadas que se pretende preservar, uma vez que a sua estabilidade não fica assegurada. Este recalçamento pode ser materializado com recurso a microestacas e vigas de betão armado ou também a colunas de jet grouting.

2.4.1 Casos de obras

Nesta secção, apresentam-se alguns casos de obras que têm como principal objetivo a execução de pisos enterrados com preservação de fachadas. A escolha destes casos deveu-se à sua maior acessibilidade de informação na bibliografia, o que permite uma descrição mais detalhada dos mesmos. Além disso, estes casos de obra apresentam semelhanças com o caso de estudo analisado na presente dissertação, a nível das técnicas utilizadas.

As tabelas 2.1, 2.2 e 2.3 apresentam, de forma resumida, as diversas soluções de recalçamento das fachadas, contenção periférica e estrutura de contenção de fachada dos casos descritos, assim como a apresentação de outros casos que tem como objetivo a preservação de fachadas e execução de pisos enterrados.

2.4.1.1 Liberdade Street Fashion - Braga

O empreendimento “Liberdade Street Fashion”, com uma área em planta de 5500m², foi sujeito à demolição dos edifícios que o constitui e à execução de 3 pisos enterrados preservando as fachadas nas esquinas da Av. da Liberdade com a rua Dr. Gonçalo Sampaio e da Rua do Raio com a Rua do Lázaro, em Braga. Para além da preservação das fachadas, existiram outras exigências, tal como a preservação do edifício da PT, que se localizava no interior do empreendimento e que teria de continuar em funcionamento durante a execução da empreitada.

As condições geológico-geotécnicas caracterizam-se por uma camada de aterro de composição areno-siltosa, sobre maciço granítico com comportamento terroso, assente sobre maciço rochoso muito a medianamente alterado nos horizontes intermédios, que assenta sobre um maciço rochoso medianamente a pouco alterado, de razoável a boa qualidade.

A contenção periférica foi realizada através da tecnologia “Berlim Definitivo” com paredes de betão armado, betonadas contra o terreno com espessura mínima de 0,30m, apoiadas em microestacas verticais com afastamento médio de 3,0m e com comprimento mínimo do bolbo de selagem de 2,0-4,0m. O equilíbrio das paredes de betão armado, na zona das fachadas a preservar, foi garantido através de ancoragens constituídas por 5 cordões de 0,6”, dispostas em planta com um afastamento médio de 3,0m, inclinações distintas e comprimento de selagem de 6,0m, recorrendo-se ainda a escoras metálicas provisórias. Numa fase posterior, as lajes definitivas das caves estabilizariam as paredes, pelo que, as ancoragens e as escoras metálicas foram desativadas.

O recalçamento das fachadas foi concebido com recurso a duas fiadas de microestacas, solidarizadas através de duas vigas de recalçamento (uma pelo exterior e outra pelo interior), unidas por barras pré-esforçadas (figura 2.13). Quanto à contenção das fachadas a preservar, foi adoptada uma solução materializada por uma estrutura metálica do tipo pórtico, fundada em microestacas [27].

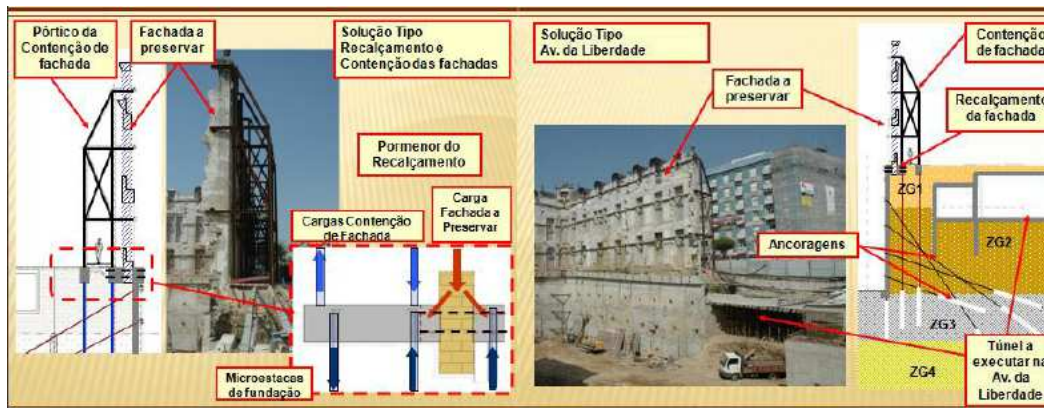


Figura 2.13: Caso de obra: Liberdade Street Fashion. Retirado de [27]

2.4.1.2 Avenida da República nº 25 - Lisboa

Este edifício, sito na Avenida da República nº 25, foi sujeito à demolição do seu interior e à execução de 4 pisos enterrados, com profundidade de cerca de 12,0m. Para além da preservação de 4 fachadas centenárias (2 no limite do lote e 2 interiores) existiram outros condicionalismos, nomeadamente a localização do túnel do Metropolitano de Lisboa que impossibilitou as soluções tradicionais de travamento da contenção periférica, como ancoragens (figura 2.14).

As condições geológico-geotécnicas são caracterizadas por formações miocénicas, representadas pelas “Argilas e Calcários dos Prazeres”, constituídas por solos argilo-siltosos, mais ou menos areníticos, alternado com calcários areníticos ou margosos.

A contenção periférica foi executada de acordo com a tecnologia denominada “Berlim Definitivo”, localizando-se sob as fachadas existentes e tendo a parede de betão armado espessura mínima de 0,30m. Devido a proximidade do túnel do Metropolitano de Lisboa e à ocupação do sub-solo vizinho, não foi possível recorrer-se a ancoragens, tendo-se recorrido, desta forma, a bandas de laje ou a treliças metálicas, sempre que havia necessidade de deixar aberturas por exigências do projeto de arquitetura. As bandas de laje, bem como as treliças metálicas foram apoiadas, durante a escavação, na parede de contenção e em perfis metálicos.

De acordo com as condições geológico-geotécnicas e de vizinhança, apenas se recorreu a travamento no piso 0 e -2. Desta forma, no primeiro nível de travamento recorreu-se a bandas de laje com largura de 4,50m e espessura de 0,25m, e a treliças metálicas com 4,70m e 4,50m. No segundo nível, foram adaptados bandas de laje com largura de 4,50m e treliças metálicas com 5,0m. Nas treliças foram utilizados perfis HEB260 e HEB220 nas cordas e nos(as) montantes/diagonais, respetivamente. Estes elementos de travamento foram apoiados em perfis metálicos do tipo TM- $\phi 139,7 \times 9,0$ mm selados, no mínimo, com 4,0m em terrenos com $N_{SPT} \geq 60$. Com o intuito de minimizar descompressões nos terrenos, foram realizadas colunas de Jet Grouting de $\phi 600$ mm//0,5m.

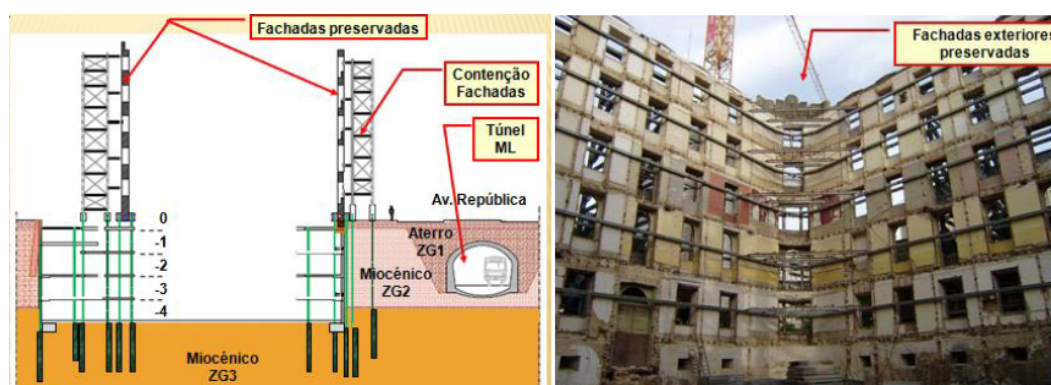


Figura 2.14: Caso de obra: Edifício na Av. da República nº25. Retirado de [26]

O recalçamento das fachadas interiores foi concebido com recurso a duas fiadas de microestacas, solidarizadas através de duas vigas de recalçamento, unidas por barras pré-esforçadas “Gewi” $\phi 32\text{mm}$, sendo travadas com recurso a bandas de laje. O recalçamento das fachadas localizadas no limite do lote é idêntico ao descrito anteriormente; contudo existiu uma terceira fiada de microestacas que permitiu o apoio dos troços de laje e dos painéis de betão armado. As microestacas de recalçamento, localizadas no interior, permitiram ainda o apoio à parede de contenção por meio de “cachorros metálicos”. Por outro lado, a contenção das fachadas face às ações horizontais foi materializada com recurso a uma estrutura metálica porticada, pré-fabricada e reutilizável que apoiava sobre maciços de betão armado, fundados em microestacas [26].

2.4.1.3 Edifício Centenário em Lisboa

O Edifício Centenário, sito na esquina da Rua Martens Ferrão com a Rua do Viriato em Lisboa, foi sujeito à demolição do seu interior com intuito de se proceder à construção de uma nova estrutura em betão armado. Esta empreitada teve, como objetivos principais, a preservação de 2 fachadas centenárias de 20,0m de altura e a execução de 4 pisos enterrados com uma altura total de escavação de, aproximadamente, 12,0 a 14,0m. A área de escavação, em planta, apresentava um total de $314,5\text{m}^2$.

As condições geológicas-geotécnicas demonstraram a existência de uma camada de aterro constituída por solos argilo-siltosos, sobre materiais aluvionares constituídos por argilas siltosas, com seixo fino disperso que assenta num substrato miocénico constituído por areias argilosas, seixo e calhau de natureza quartzosa/siliosa, que por sua vez assenta num substrato miocénico constituído por “Argilas e Calcários dos Prazeres”.

A contenção periférica foi realizada através da tecnologia “Berlim Definitivo”, constituída por paredes de betão armado. Nas zonas que confrontavam com edifícios vizinhos, os painéis de betão armado, betonados contra o terreno,

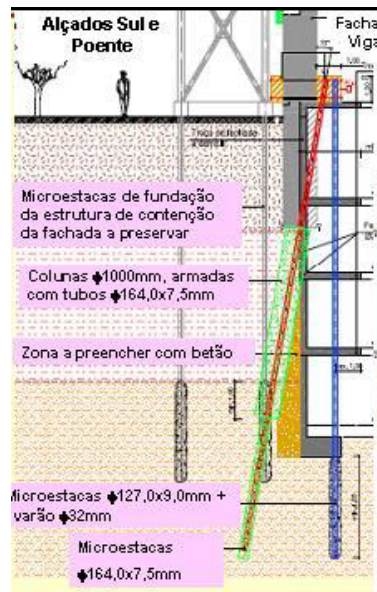


Figura 2.15: Caso de obra: Edifício Centenário em Lisboa. Retirado de [28]

apoiavam em microestacas verticais N80 $\phi 88,9 \times 9,5\text{mm}$, enquanto que o respetivo travamento foi executado através de bandas de laje e por vigas treliça. Para limitar descompressões do terreno foram ainda realizadas nestes alçados colunas de jet grouting $\phi 1200//1200\text{mm}$.

Nos alçados que incluíam a preservação das fachadas, a contenção periférica foi materializada com recurso a Jet Grouting de $\phi 1500\text{mm}$ ou de $\phi 1000\text{mm}$ armado com tubos metálicos N80 $\phi 164 \times 7,5\text{mm}$. Esta solução foi complementada por painéis de betão armado que, posteriormente, pertenceram à estrutura definitiva (figura 2.15). O respetivo travamento das paredes de contenção foi materializado com recurso a troços de laje, apoiado em microestacas, que integravam a futura estrutura $\phi 127,0 \times 9,0\text{mm}$ (figura 2.16). O recalçamento das fachadas foi concebido com recurso a duas fiadas de microestacas, solidarizadas através de duas vigas de recalçamento (uma pelo exterior e outra pelo interior), unidas por barras pré-esforçadas que permitiram que as cargas deixassem de ser transmitidas à fundação. Esta segunda fiada de microestacas permitiu ainda o apoio das bandas de laje. Por outro lado a contenção das fachadas face às ações horizontais foi garantida com recurso a uma estrutura metálica porticada, localizada no exterior do empreendimento [28].

2.4.1.4 Hotel Porto Bay Liberdade - Lisboa

O edifício “Hotel Porto Bay Liberdade”, localizado na Rua Rosa Araújo em Lisboa, foi sujeito à demolição do seu interior e execução de 4 pisos enterrados, sendo que foram preservadas as fachadas no limite do lote e outra no interior. Este empreendimento apresenta uma área de intervenção, em planta, de $42,0 \times 30,0\text{m}$ e uma profundidade de escavação de $13,0\text{m}$ a $15,0\text{m}$ (figura 2.17).

As condições geológico-geotécnicas são caracterizadas por uma camada de aterro de



Figura 2.16: Caso de obra: Edifício Centenário em Lisboa. Retirado de [28]

7,0-7,5m de espessura, sob argilas siltosas e calcários pulverulentos com presenças de margas, assente sobre camada composta por basaltos, brecha calcária e calcário cristalino.

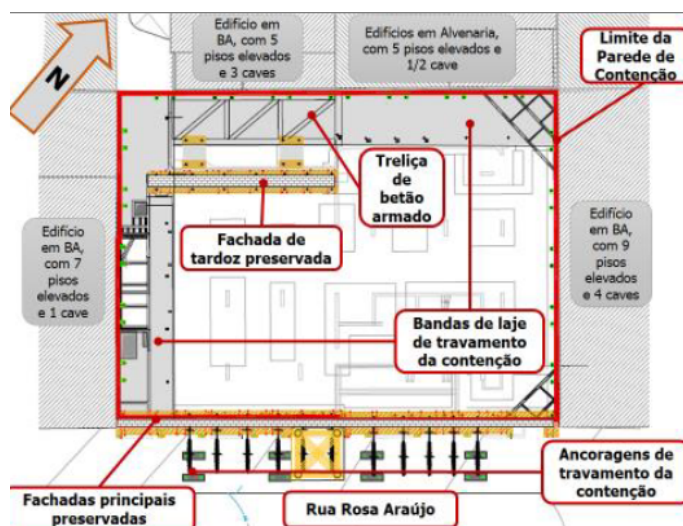


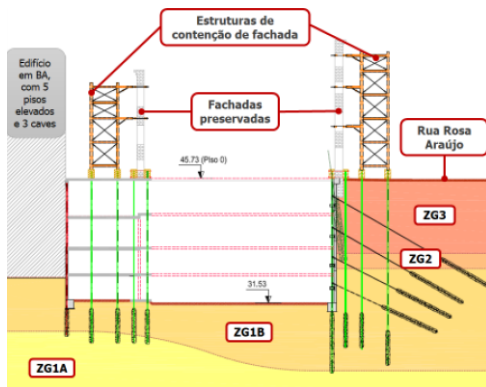
Figura 2.17: Caso de obra: Hotel Porto Bay Liberdade em Lisboa [21].

A contenção periférica foi realizada com recurso à tecnologia “Berlim Definitivo” com paredes de betão armado de espessura 0,30m, betonadas contra o terreno e apoiadas em microestacas. Nas zonas que confrontam com edifícios vizinhos, os painéis de betão armado foram travados por bandas de laje ou, no caso em que era necessário deixar aberturas (por questões arquitetónicas), o travamento foi materializado por treliças metálicas ou de betão armado. No alçado sudoeste, as bandas de laje foram executadas nos pisos 0, -1 e -2 e apresentam 5,0m de largura, estando apoiadas nas microestacas da parede de contenção e numa outra fiada de microestacas, localizada na outra extremidade das bandas de laje. Por outro lado, no piso -3 foram executadas ancoragens uma vez que as mesmas já não interferiam com os edifícios vizinhos. Quanto ao alçado Noroeste, recorreu-se a bandas de lajes e a treliças de betão armado no piso 0, enquanto que no piso -1 se recorreu a escoramentos metálicos inclinados para o travamento da parede. Quanto aos pisos

-2 e -3 o travamento foi realizado com recurso a bandas de laje.

No alçado onde são preservadas as fachadas e uma vez que as paredes de contenção periférica se encontram sob o plano das fachadas a preservar, não é possível que as microestacas se encontrem no interior da parede, pelo que desta forma a ligação parede-microestaca foi garantida por meio de “cachorros metálicos”. O travamento das paredes de contenção foi materializado com recurso a ancoragens pré-esforçadas, constituídas por 5 cordões de 0,6”, e a escoras metálicas. Com o intuito de minimizar descompressões do terreno, foram executadas colunas de cimento $\phi 300\text{mm} // 0,30\text{m}$.

O recalçamento das fachadas interiores foi concebido com recurso a duas fiadas de microestacas, solidarizadas através de duas vigas de recalçamento, unidas por barras pré-esforçadas, tendo as microestacas sido travadas por bandas de laje. No que diz respeito às fachadas exteriores, o recalçamento foi idêntico ao descrito anteriormente; contudo, o travamento das microestacas interiores foi garantido através de perfis metálicos solidarizados à parede de contenção (figura 2.18 (a) e (b)). Por outro lado, a contenção das fachadas face às ações horizontais é garantida através de porticos metálicos, modulares e reutilizáveis [9, 21].



(a) Corte exemplificativo



(b) Fachadas preservadas

Figura 2.18: Caso de obra: Hotel Porto Bay Liberdade. Retirado de [21]

Tabela 2.1: Casos de obras. Parte 1

Obra	Condições			Recalcamento de Fachadas			Contenção Periférica						
	Gerais	Geológico-Geotécnicas	Vizinhança	ME	JG	VR VP	Informações	BD	PM	JG	Informações	Solução de travamento	ECF
Liberdade Street Fashion, Braga [27]	Concepção de 3 pisos enterrados (Área de construção: 5500m ²). Preservação de várias fachadas.	Camada de composição areno-siltosa, sobre maciço granítico com comportamento terroso, assente sobre maciço rochoso muito a medianamente alterado nos horizontes intermédios, que assenta sobre um maciço rochoso medianamente a pouco alterado, de razoável a boa qualidade.	Zona urbanizada delimitada pela ruas São Lázaro, Dr. Gonçalo Sampaio, Av. da Liberdade e Rua do Raio.	x		x	Duas fiadas de microestacas, uma pelo exterior, outra pelo interior ligadas a vigas de recalçamento solidarizadas entre si e à fachada por varões pré-esforçados.	x			Parede de betão armado (esp.: 0,30m), apoiada em microestacas de contenção periférica.	Ancoragens e escoras metálicas.	Estrutura metálica porticada apoiada em microestacas.
Hotel Porto Bay Liberdade, Lisboa [9, 21]	Concepção de 4 pisos enterrados com profundidade de 13 a 15m (Área de construção: 42mx30m). Preservação de todas as fachadas no limite do lote e uma no tardoz. Fachadas centenárias com 16m de altura e 0,80m de espessura.	Camada de aterro de 7,0-7,50m de espessura, sob argilas siltosas e calcários pulverulentos com presença de margas, assente sobre camada composta por basaltos, brecha calcária e calcário cristalino.	Zona urbanizada limitada por diversas ruas. Situado na Rua Rosa Araújo, Lisboa.	x		x	Fachadas localizadas no limite do lote: Duas fiadas de microestacas, uma pelo exterior, outra pelo interior ligadas a vigas de recalçamento solidarizadas entre si e à fachada por varões pré-esforçados. Estabilidade das microestacas à encurvadura garantida por “cachorros metálicos” ligados à parede de contenção. Fachadas localizadas no tardoz: solução idêntica à anterior sendo que a estabilidade à encurvadura das microestacas garantida através de bandas de laje.	x			Parede de betão armado localizada no plano da fachada (esp. mín.: 0,30m) apoiada em microestacas de contenção periférica por intermédio de “cachorros metálicos”. Em todos os alçados executaram-se colunas de calda de cimento para tratamento prévio dos materiais de aterro.	Alçados com preservação de fachada: Ancoragens e escoras metálicas. Alçados sem preservação de fachada: Bandas de laje e/ou treliças metálicas.	Estrutura metálica porticada apoiada em microestacas.
Edifício na Av. Lourenço Peixinho, Aveiro [3]	Concepção de 1 cave e 4 pisos elevados. Preservação da fachada principal em alvenaria de pedra com 4 pisos.	Camada de aterro argilo-arenosos, sob camada de aluviões, constituída por lodos com componente areno-argiloso e frangimentos de conchas assente em camada de argilas compactas.	Situado na cidade de Aveiro, delimitado frontalmente pela Av. Lourenço Peixinho e confinado entre dois edifícios.	x	x	x	Microestacas encabeçadas numa viga de fundação no exterior. No interior, o recalçamento é garantido por uma cortina de Jet Grouting, encabeçada por viga de coroamento. Vigas ligadas entre si por varões de aço pré-esforçado.		x		Colunas de Jet-Grouting armadas. Parede de contenção construídas de baixo para cima, betonadas contra o terreno com 0,25m de espessura.	Sem informação.	Sem informação.

LEGENDA: ME: Microestacas; VR+VP: Vigas de recalçamento e varões pré-esforçados; BD: “Berlim Definitivo”; PM: Paredes Moldadas; JG: Jet Grouting.

Tabela 2.2: Casos de obras. Parte 2

Obra	Condições			Recalçamento de Fachadas			Contenção Periférica						
	Gerais	Geológico-Geotécnicas	Vizinhança	ME	JG	VR VP	Informações	BD	PM	JG	Informações	Solução de travamento	ECF
Edifício Centenário, Rua Martens Ferrão com a Rua Viriato - Lisboa [28]	Conceção de 4 pisos enterrados com altura de escavação de 12 a 14m (Área de construção: 18,5mx17,0m). Preservação de 2 fachadas centenárias de alvenaria de pedra de 20,0m.	Camada de aterro constituída por solos argilo-siltosos, sobre materiais aluvionares constituídos por argilas siltosas, com seixo fino disperso que assenta num substrato miocénico constituído por areias argilosas, seixo e calhau de natureza quartzosa/siliosa, que por sua vez assenta num substrato por “Argilas e Calcários dos Prazeres”.	Zona urbanizada delimitada por diversas ruas. Situado na esquina da Rua Martens Ferrão com a Rua do Viriato.	x	x	x	Duas fiadas de microestacas, uma pelo exterior, outra pelo interior ligadas a vigas de recalçamento solidarizadas entre si e à fachada por varões pré-esforçados.	x	x	x	Alçados sem preservação de fachada: Paredes de betão armado apoiadas em microestacas. Alçados com preservação de fachadas: Colunas de Jet Grouting armadas e solidarizada a uma cortina de betão armado. Em todos os alçados executou-se colunas de Jet Grouting para minimizar descompressões nos terrenos.	Bandas de laje e vigas treliça.	Estrutura metálica porticada apoiada em microestacas.
Edifício Liberdade 203 , Rua Rosa Araújo - Lisboa [25]	Conceção de 4 pisos enterrados com altura de escavação de 12 a 14m (Área de construção 52mx27m). Preservação de todas as fachadas principais e duas de tardoz em alvenaria de pedra com alturas variáveis.	Camada de Aterro areno-argiloso, sob Argilas e Calcários dos Prazeres, assente sobre o Complexo vulcânico de Lisboa (Basaltos decompostos).	Zona urbanizada limitada por diversas ruas. Situado na Rua Rosa Araújo, Lisboa.	x		x	Fachadas localizadas no limite do lote: Duas fiadas de microestacas, uma pelo exterior, outra pelo interior, ligadas a vigas de recalçamento solidarizadas entre si e à fachada por varões pré-esforçados. Estabilidade das microestacas à encurvadura garantida por “cachorros metálicos” ligados à parede de contenção. Fachadas localizadas no tardoz: solução idêntica à anterior, sendo a estabilidade à encurvadura das microestacas garantida através de bandas de laje.	x			Parede de betão armado localizada no plano da fachada betonada contra o terreno (esp. mín.: 0,30m) apoiada em microestacas de contenção periférica por intermédio de “cachorros metálicos”. Em todos os alçados executou-se colunas de calda de cimento para tratamento prévio dos materiais de aterro.	Ancoragens e escoras metálicas.	Estrutura metálica porticada apoiada em microestacas.
Lote contíguo ao Rio Tejo [16]	Profundidade de escavação: 4,5m (Área de construção: 11500m ²). Preservação de 2 fachadas com 2 pisos em alvenaria de pedra de um edifício Pombalino.	Camada de aterros de áreas de granulometria diversa, sob camada de aluviões, que assenta sobre camada de “argilas e calcários dos Prazeres”, pertencente ao Miocénico.	Localizado na Av. da Ribeira das Naus e o Rio Tejo, Lisboa	x	x	x	Recalçamento por microestacas encabeçadas por vigas de coroamento ligadas por varões pré-esforçados.	x	x	x	Jet-Grouting destinado ao melhoramento dos terrenos a conter e diminuição de água no interior da contenção.	Escoras.	Estrutura metálica (em consola) com dois níveis de travamento apoiada em microestacas.

LEGENDA: ME: Microestacas; VR+VP: Vigas de recalçamento e varões pré-esforçados; BD: “Berlim Definitivo”; PM: Paredes Moldadas; JG: Jet Grouting.

Tabela 2.3: Casos de obras. Parte 3

Obra	Condições				Recalçamento de Fachadas				Contenção Periférica			
	Gerais	Geológico-Geotécnicas	Vizinhança	ME	JG	VR VP	Informações	BD	PM	JG	Informações	Solução de travamento
Edifício na Av. da República nº 25 - Lisboa [26]	Conceção de 4 pisos enterrados com 12m de profundidade (Área de construção: 32mx36m). Preservação de 4 fachadas (2 exteriores e 2 interiores) em alvenaria de pedra.	Formações miocénicas, representadas pelas “Argilas e Calcários dos Prazeres”, constituídas por solos argilo-siltosos, mais ou menos areníticos, alternando com calcários areníticos ou margosos.	Zona urbanizada limitada por diversas ruas. Proximidade ao túnel do Metropolitano de Lisboa.	x		x	Fachadas localizadas no limite do lote: Duas fiadas de microestacas, uma pelo exterior, outra pelo interior, ligadas a vigas de recalçamento solidarizadas entre si e à fachada por varões pré-esforçados. Estabilidade das microestacas à encurvadura garantida por “cachorros metálicos” ligados à parede de contenção.	x		x	Parede de betão armado localizada sob o plano da fachada betonada contra o terreno (esp. mín.: 0,30m), apoiada em microestacas de contenção periférica por intermédio de “cachorros metálicos”. Em todos os alçados executaram-se colunas de Jet Grouting para tratamento prévio do aterro.	Bandas de lajes ou treliças metálicas apoiadas em microestacas.
Hotel Rua Rosa Araújo [7]	Conceção de 3 pisos enterrados (Área de construção: 5825,43m²). Preservação de 4 fachadas com 4 pisos em alvenaria de pedra em 2 alçados.	Camada de aterro, sob camada de argilitos com intercalações arenosas, assente em margas calcárias, argilitos com concreções calcárias e calcários margosos carbonificados.	Zona urbanizada limitada por diversas ruas. Localizada no cruzamento da Rua Mouzinho de Oliveira com a Rua Rosa Araújo.	x		x	Duas fiadas de microestacas, uma pelo exterior, outra pelo interior ligadas a vigas de recalçamento solidarizadas entre si e à fachada por varões pré-esforçados.	x			Parede de betão armado betonada contra o terreno apoiada em microestacas de contenção periférica por intermédio de “cachorros metálicos”. Adicionalmente executaram-se colunas de cimento para consolidação do terreno.	Escoramentos de canto e ancoragens. microestacas.

LEGENDA: ME: Microestacas; VR+VP: Vigas de recalçamento e varões pré-esforçados; BD: “Berlim Definitivo”; PM: Paredes Moldadas; JG: Jet Grouting.

2.4.2 Análise dos casos de obras

É possível verificar-se, através da análise das tabelas e dos casos de obras descritos que todos são executados em meio urbano o que acarreta condicionantes, nomeadamente ao nível das condições de vizinhança. De outro modo verifica-se que a contenção periférica, em situações de preservação de fachada, mais recorrente é executada com recurso à tecnologia “Berlim Definitivo”, tendo-se verificados esta situação em 7 dos 8 casos analisados. A utilização de colunas de Jet Grouting foi utilizada em duas situações, tendo contudo sido só executado um piso enterrado numa delas. Verifica-se de outro modo que no travamento das paredes de contenção do tipo “Berlim Definitivo” as soluções utilizadas consistem em ancoragens e bandas de laje, sendo também utilizadas escoras.

No recalçamento de fachadas, verifica-se que o mais comum é o recurso a microestacas e vigas de recalçamento de betão armado. Este procedimento consiste na execução de vigas de recalçamento de betão armado apoiadas em microestacas, localizadas no interior e no exterior da fachada, solidarizadas entre si e à fachada com recurso a mecanismos de costura de barras pré-esforçadas (figura 2.20). A utilização de varões pré-esforçados permite uma ligação correta entre a fachada e as vigas de recalçamento de forma a que os esforços da mesma sejam corretamente transferidos para as vigas de recalçamento, que por sua vez são transmitidos às microestacas [1, 3, 9]. Quanto à estrutura utilizada para a contenção das fachadas, verifica-se que a solução mais utilizada consiste na execução de pórticos metálicos, apoiados em microestacas.

Na figura 2.19 apresenta-se um procedimento construtivo para a escavação de caves que inclui a preservação de fachadas com contenção pelo exterior. Note-se que este é apenas um dos procedimentos construtivos possíveis, que neste caso é realizado ao abrigo da tecnologia “Berlim Definitivo”. Contudo, e de acordo com a bibliografia atual e disponível, este tem-se revelado ser um dos métodos mais utilizados, variando apenas nas soluções de travamento das paredes de contenção, que dado os condicionalismos de cada obra, necessitam de ser adaptadas. Esta solução, de uma forma resumida, pode traduzir-se nos seguintes pontos:

1. Execução das microestacas exteriores para a ECF e vigas de recalçamento;
2. Execução das vigas de betão armado de recalçamento exteriores e maciços de betão armado para a ECF;
3. Montagem dos pórticos metálicos para contenção da fachada;
4. Ligação da fachada aos pórticos metálicos e demolição do edifício;
5. Execução das microestacas e vigas de recalçamento de betão armado interiores e aperto das barras de pré-esforço;
6. Escavação dos pisos enterrados, betonagem dos painéis e ativação das ancoragens.

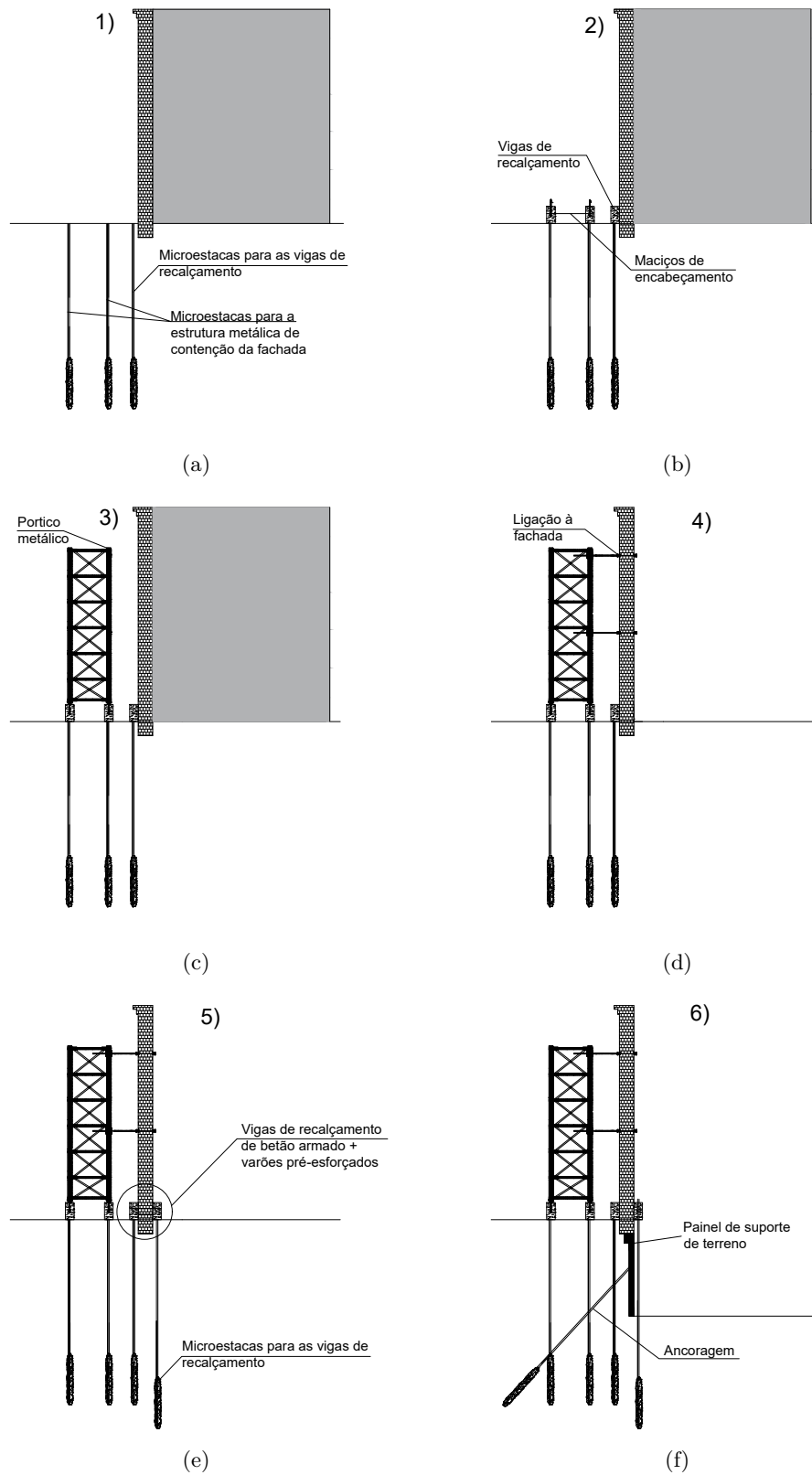


Figura 2.19: Procedimento construtivo

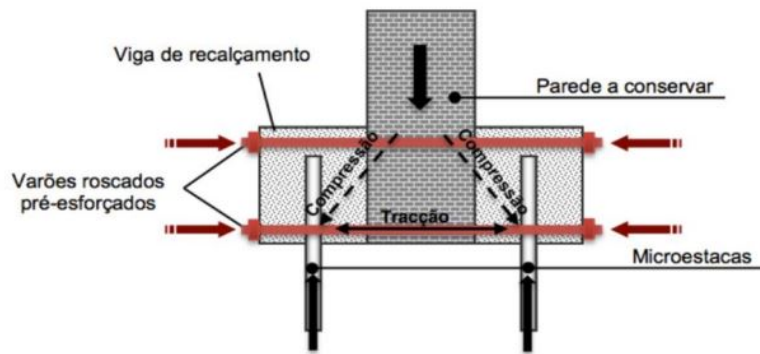


Figura 2.20: Mecanismo de contenção de fachada. Retirado de [9]

2.5 Propriedades da alvenaria de pedra

Procedeu-se à recolha de informação das propriedades mecânicas da alvenaria de pedra, essenciais para a definição correta dos modelos de elementos finitos utilizados nos capítulos 4 e 5, sendo que a informação disponível é escassa. Como é sabido, a alvenaria de pedra é um meio extremamente heterogêneo, sendo que as suas propriedades físicas e mecânicas são bastante influenciadas pelas características das pedras e das argamassas que a constituem.

Apresentam-se nas tabelas 2.4 e 2.5 as propriedades da alvenaria de pedra obtidas por alguns autores em diversos trabalhos experimentais.

Da análise da tabela 2.4, verifica-se que as propriedades mecânicas da alvenaria de pedra obtidas por diversos autores apresentam divergências, nomeadamente:

- A resistência à compressão apresenta valores entre 0,3MPa e 1,76MPa;
- A resistência à tração apresenta valores entre 0,083MPa e 0,21MPa;
- O módulo de elasticidade apresenta valores entre 305MPa e 1015MPa.

Deste modo, teve-se em consideração, para efeitos de modelação nos capítulos 4 e 5, o seguinte:

- valor médio para a resistência à compressão: 600,0kPa;
- valor médio para o módulo de elasticidade: 600,0MPa;
- valor médio para a resistência à tração: 145,0kPa; uma vez que este valor, obtido por Moreira (2015), se refere a pedra calcária e argamassa de cal hidráulica, um cenário típico da região de Lisboa.

Tabela 2.4: Características mecânicas da alvenaria de pedra

Autor	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)	Características
Pinho (2007) [24]	0,43	-	305	Pedra calcária e argamassa de cal aérea hidratada e areia
Muñoz, Lourenço (2016) [19]	1,71 / 1,76	0,083	-	Pedra granítica e argamassa de cal hidráulica
Moreira (2015) [18]	1,8	0,14	1015	Pedra calcária e argamassa de cal hidráulica
Tomazevic (1999) [5]	0,3-0,9	0,08-0,21	200-1000	Ensaio realizados em centros históricos urbanos na Eslovénia

Tabela 2.5: Peso volúmico da alvenaria de pedra

Autor	Peso volúmico (kN/m ³)
Costa (s. d.) [4]	24,6
Cardoso (2002) [4]	22
Reis, Farinha, & Farinha (2005) [32]	23*, 24**, 25***

*Alvenaria seca de calcário, **Alvenaria de calcário duro, ***Alvenaria seca de granito

2.6 Modelação numérica de problemas geotécnicos

2.6.1 Breve caracterização do software Plaxis

O método dos elementos finitos é, hoje em dia, uma ferramenta numérica essencial para a análise de qualquer problema de engenharia. No que diz respeito a problemas geotécnicos, o cálculo através de elementos finitos permite modelar, de forma bastante realista, o comportamento mecânico do solo e das estruturas que compõem o cenário geotécnico.

O programa de elementos finitos utilizado no presente trabalho é o software Plaxis 2D, que permite a análise de problemas geotécnicos bidimensionais. Foi desenvolvido pela Delft University of Technology a partir de 1987 e constitui uma ferramenta numérica para apoio a engenheiros geotécnicos.

Este software apresenta diversas leis constitutivas implementadas, nomeadamente a elasticidade linear, o modelo Mohr-Coulomb (comportamento elasto-perfeitamente plástico), Hardening-Soil (modelo avançado com base no modelo de Mohr-Coulomb), Soft-Soil Model (modelo de Cam-Clay) e Soft-Soil- Creep Model [29].

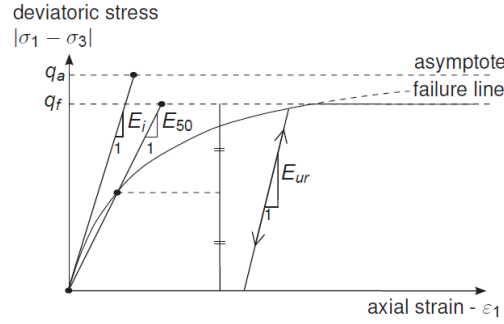


Figura 2.21: Modelo constitutivo Hardening Soil. Retirado de [29]

2.6.2 Modelo Hardening Soil

Como se sabe, o solo não é um material elástico linear e isotópico, sendo que desta forma não é possível atribuir apenas um único valor para o seu módulo de deformabilidade. O modelo Hardening Soil é um modelo avançado, elasto-plástico hiperbólico (figura 2.21), com endurecimento por corte, que simula o comportamento do solo e que traduz os seus estados limites de tensão por meio do ângulo de dilatância, coesão e ângulo de atrito [29].

A rigidez do solo é definida através de 3 rigidezes distintas: Rigidez triaxial de carga (E_{50}), rigidez triaxial de descarga e recarga (E_{ur}) e rigidez edométrica de carga (E_{oed}). Em valores médios, para os diversos solos, as rigidezes mencionadas, de acordo com [29], podem ser relacionadas através das equações seguintes:

$$E_{ur} \approx 3E_{50} \quad (2.1)$$

$$E_{oed} \approx E_{50} \quad (2.2)$$

O modelo Hardening Soil tem em consideração a dependência do módulo de rigidez com o estado de tensão, assumindo que a rigidez aumenta com o estado de tensão. A equação seguinte traduz a evolução do módulo de deformabilidade ao longo da profundidade [29]:

$$E = E_{ref} \left(\frac{\sigma'_{med}}{p'^{ref}} \right)^m \quad (2.3)$$

sendo que:

- σ'_{med} representa a tensão média obtida pela equação seguinte:

$$\sigma'_{med} = \frac{(1 + 2K_0)\sigma'}{3} \quad (2.4)$$

- $p'^{ref} = 100,0 \text{ kPa}$ (valor adotado do software Plaxis).

O parâmetro E_{50} pode ser relacionado com o parâmetro E_{50}^{ref} , através da seguinte equação:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p'^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.5)$$

em que E_{50}^{ref} representa o módulo de deformabilidade secante em estado triaxial, correspondente a 50% da tensão de rotura, para uma tensão de referência (p'^{ref}) de 100,0kPa. O parâmetro m relaciona o nível de dependência entre a rigidez e a tensão no solo.

O modelo Hardening Soil apresenta ainda o parâmetro E_{ur} que descreve o comportamento do solo numa trajetória de descarga-recarga, podendo ser relacionado com o parâmetro E_{ur}^{ref} , através da seguinte expressão:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \phi' - \sigma'_3 \sin \phi'}{c' \cos \phi' + p'^{ref} \sin \phi'} \right)^m \quad (2.6)$$

Capítulo 3

Caso de Estudo: Edifício Liberdade 203

3.1 Enquadramento geral

O caso de estudo da presente dissertação, localizado na Rua Rosa Araújo, nº1 a 35 e na Avenida da Liberdade nº 203 em Lisboa, foi o empreendimento Liberdade 203 nas fases de projeto de recalçamento, contenção de fachadas e escavação/contenção periférica. Esta obra foi promovida pela AVENUE, tendo sido a empreitada adjudicada à empresa HCI Construções, S.A.. A empresa projetista, no que diz respeito ao recalçamento e contenção de fachadas e escavação/contenção periférica, foi a empresa JETsj Geotecnia [25].

No presente capítulo será apresentado o projeto no que concerne à sua localização, caracterização, condicionantes e condições geológico-geotécnicas, assim como às soluções tidas em consideração do ponto de vista geotécnico.

3.1.1 Localização

Este projeto localiza-se na Rua Rosa Araújo, nº1 a 35 e na Avenida da Liberdade nº 203 em Lisboa (figura 3.1). Esta zona, nos últimos anos, tem vindo a ser alvo de diversas reabilitações com o intuito de promover o turismo e comércio na zona. O Liberdade 203 teve como objetivo a construção de 44 apartamentos de diversas tipologias (T1 a T4 duplex) e de diversas lojas no piso térreo.

3.1.2 Caracterização e área de implantação

O empreendimento Liberdade 203 resulta da junção de 5 edifícios, apresentando uma área com geometria em planta aproximadamente retangular, de cerca de 82,0mx27,0m. Neste empreendimento procedeu-se à demolição do interior dos diversos edifícios, preservando as fachadas históricas. O empreendimento consiste em 3 blocos distintos (figura 3.3): O bloco A é um edifício com 5 pisos elevados e uma cave que foi preservado, tendo apenas sido reforçado estruturalmente. Quanto ao bloco B, compreende dois edifícios, com 4 a 6 pisos elevados, em que se preservaram as fachadas principais (4 e 5 pisos elevados) (figura 3.2 (a)) e as de



Figura 3.1: Localização: Liberdade 203¹

tardoz (5 e 6 pisos elevados), sendo o interior demolido. Relativamente ao bloco C, trata-se de um edifício com 6 pisos elevados, o qual foi demolido integralmente. Por último, existe um último edifício, entre o bloco A e bloco B, com 2 pisos elevados em que foi demolido o interior e preservada a fachada principal (figura 3.2 (b)) [14, 23, 25].

Quanto às condições de vizinhança, o empreendimento Liberdade 203 apresenta diversos condicionalismos, nomeadamente:

- **Alçado norte:** Rua Rosa Araújo;
- **Alçado nascente:** Avenida da Liberdade;
- **Alçado sul:** Edifício com construção em betão armado, com 7 caves e 8 pisos elevados;
- **Alçado poente:** Edifício em alvenaria sem cave e 1 piso elevado e edifício com 1 cave e 2 pisos elevados.

Face a todos os condicionalismos mencionados, foi pretendido, nos blocos B e C, proceder a uma escavação de 4 pisos enterrados, correspondente a uma profundidade de 12,0m a 14,0m [14, 25].

3.1.3 Condicionantes de natureza geológica-geotécnica

Com o intuito de avaliar as condições geológico-geotécnicas do terreno na área de implantação do caso de estudo, foram realizadas duas campanhas de prospeção. A primeira foi realizada, pela empresa OPWAY (sondagens S1, S2, S5, S6, S7 e S8), em julho de 2008, com a seguinte lista de trabalhos:

- sondagens mecânicas com furação à rotação com recolha contínua de amostras;

¹Retirado de Google Maps/Street View: <https://www.google.pt/maps/>



(a) Fachadas de 4 e 5 pisos (Bloco B)



(b) Fachada de 2 pisos (Edifício de ligação)

Figura 3.2: Fachadas preservadas¹

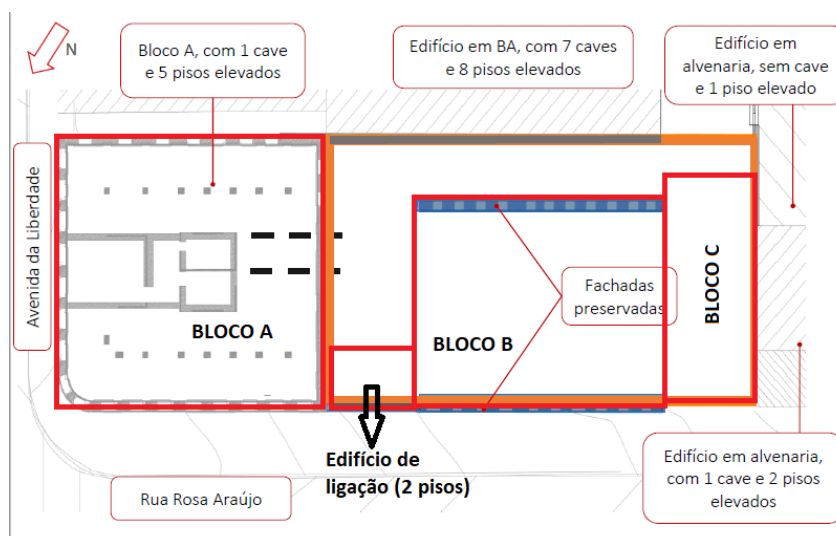


Figura 3.3: Ilustração dos edifícios existentes e condições de vizinhança: Liberdade 203. Adaptado de [25]

- ensaios de penetração dinâmica do tipo *Standard Penetration Test* (SPT);
- instalação de piezómetros;
- ensaios DPSH (penetrómetros pesados);
- ensaios laboratoriais (ensaios triaxiais, ensaios uniaxiais, análises granulométricas, limites de consistência, teores em água e características químicas dos solos e da água).

Por outro lado, em junho de 2015 foi realizada, pela empresa Tecnasol, uma campanha de prospeção complementar (sondagens S9 e S10), que incluía os seguintes trabalhos:

- sondagens mecânicas com furação à rotação com recolha contínua de amostras;
- ensaios de penetração dinâmica do tipo SPT;
- instalação de piezómetros.

Encontra-se indicada na tabela 3.1 a cota de início de cada sondagem. A figura 3.4 representa a localização de cada uma das sondagens.

Da análise dos relatórios de prospeção, verifica-se que o local de estudo, segundo a Carta Geológica do Concelho de Lisboa, folha 4, na escala 1:10000, editada pelos Serviços Geológicos de Portugal, encontra-se situado na formação das “Argilas e Calcários dos Prazeres” datada do Miocénico, caracterizada por argilas margosas de tons esbranquiçados. Inferiormente a esta camada encontra-se um estrato denominado “Complexo Vulcânico de Lisboa”, representado por basaltos decompostos a medianamente alterados, de tonalidades acastanhadas

Tabela 3.1: Sondagens efetuadas: Cotas de início

Sondagem	Cota de início (m)
S1	40,76
S2	39,33
S5	42,46
S6	44,25
S7	45,31
S8	46,34
S9	44,75
S10	40,42

e acinzentadas, respetivamente. De outro modo, e não referenciado na carta, encontram-se aterros de natureza argilo-arenosa [14, 20, 35].

Na tabela 3.2 apresentam-se as diversas de camadas detetadas durante a realização dos trabalhos mencionados anteriormente, tendo sido detetados 4 estratos geológicos distintos ao longo da profundidade.

Através da análise da tabela 3.2 verifica-se a presença de uma camada bastante espessa (entre 13,5m a 16,5m) de aterro areno-argiloso, o que traduz um condicionalismo geotécnico de grande importância.

A fim de detetar a profundidade do nível freático foram instalados piezómetros. Na tabela 3.3 está representada a profundidade do nível da água estabilizado detetado em cada sondagem. Note-se que as sondagens S1, S2, S5, S6, S7 e S8 são relativas aos trabalhos realizados em julho de 2008, enquanto que as sondagens S9 e S10 foram realizadas em junho de 2015.

3.2 Caraterização geológico-geotécnica

Como mencionado anteriormente, na secção 3.1.3, foram realizados diversos trabalhos a fim de se caracterizar as diversas camadas de solo que constituem a área de trabalhos. De acordo com a informação proveniente dos estudos geológico-geotécnicos realizados, foram definidos os diversos complexos geotécnicos na área de trabalho, estando a informação sintetizada na tabela 3.2. Nesta secção, pretende-se apresentar ao leitor as hipóteses tidas em consideração para a caraterização da camada de aterro areno-argiloso de acordo com o modelo Hardening-Soil. Para definição dos parâmetros geológico-geotécnicos recorreu-se à informação facultada e apresentada na secção 3.1.3.

Tendo em consideração a informação da secção 3.1.3, foram definidas diversas espessuras de cada camada. Deste modo, indicam-se de seguida, as espessuras tidas em consideração, para efeitos de modelação numérica, nos capítulos 4 e 5:

- **Complexo C1 - Aterro areno-argiloso:** 0 - 15,0m;

Tabela 3.2: Complexos geotécnicos

Nome	Complexo	Descrição
Atual a Recente	Aterro areno-argiloso (C1)	Camadas de aterro de natureza arenosa a argilosa, com espessura entre 13,5m e 16,5m, com valores de N_{SPT} entre 3 e 60 pancadas. Estes valores são tanto maiores quanto for a profundidade, exceto em casos pontuais.
Miocénico	Argilas e calcários dos Prazeres (C2 _A)	Camadas de calcário alterado de cor esbranquiçada com intercalações argilosas acastanhadas, com espessura geralmente rondando 6,0m, aparecendo a 13,5m de profundidade, esta camada apresenta valores de N_{SPT} de 60 pancadas, exceto casos pontuais em que apresenta valores inferiores.
Oligocénico	Formação de Benfica (C2 _B)	Estrato rondando 1,5m a 2,0m de espessura, com disposição sub-horizontal e de valores de N_{SPT} entre 24 e 60 pancadas, de argila beje a alaranjada, por vezes com intercalações calcárias.
Rochas Ígneas	Complexo Vulcânico de Lisboa (C3)	Sensivelmente a partir de 19,5m de profundidade, na área em estudo atingem-se tufos vulcânicos de basalto alterado de cor castanho-escuro com valores de N_{SPT} de 60 pancadas.

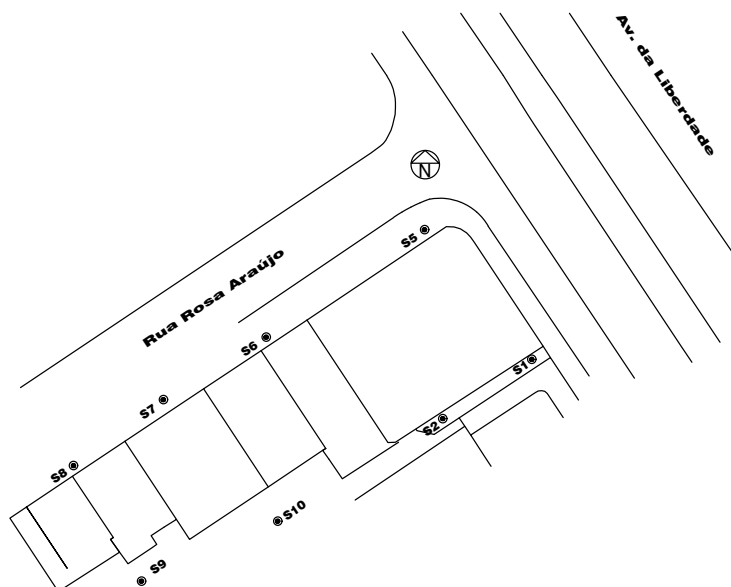


Figura 3.4: Planta de sondagens. Adaptado de [20, 35]

Tabela 3.3: Sondagens efetuadas: Profundidade do nível de água estabilizado

Sondagem	Profundidade (m)
S1	16,1
S2	12,5
S5	-
S6	-
S7	-
S8	12,5
S9	23,0
S10	-

- **Complexo C2_A - Argilas e Calcários dos Prazeres:** 15,0m - 19,5m;
- **Complexo C3 - Complexo Vulcânico de Lisboa:** 19,5m - em diante.

Posteriormente, procedeu-se à caracterização da camada de aterro areno-argiloso, tendo sido dada maior relevância aos ensaios SPT. Deste modo, recorreu-se às expressões de Gibbs e Holtz e de Skempton [17], que se apresentam de seguida, respetivamente, e que permitem a determinação da densidade relativa (D_r) do solo que constitui a camada de aterro areno-argiloso:

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT}}{0,23\sigma'_{v0} + 16} \right)^{1/2} \quad (3.1)$$

$$D_r = \left(\frac{N_{SPT}}{0,28\sigma'_{v0} + 27} \right)^{1/2} \quad (3.2)$$

Recorreu-se ainda à expressão de Mello [17], indicada de seguida, que relaciona a densidade relativa com o ângulo de resistência ao corte efetivo (ϕ'), sendo desta forma possível determinar um conjunto de valores de ϕ' para as diversas profundidades:

$$(1.49 - D_r)\tan(\phi') = 0.712 \quad (3.3)$$

Os valores obtidos a partir dos ensaios SPT realizados no local estão ilustrados na figura 3.6 (b).

De forma a determinar o módulo de deformabilidade E_{50}^{ref} recorreu-se, inicialmente, à expressão de Clayton [17], indicada de seguida, que relaciona os resultados dos ensaios SPT com o módulo de deformabilidade secante a 35% de rotura (E_{35}):

$$E_{35} = N_{SPT}(0.84 + 0.036N_{SPT}) \quad (3.4)$$

Deste modo, foi possível obter diversos valores para E_{35} , representados na figura 3.5 (a).

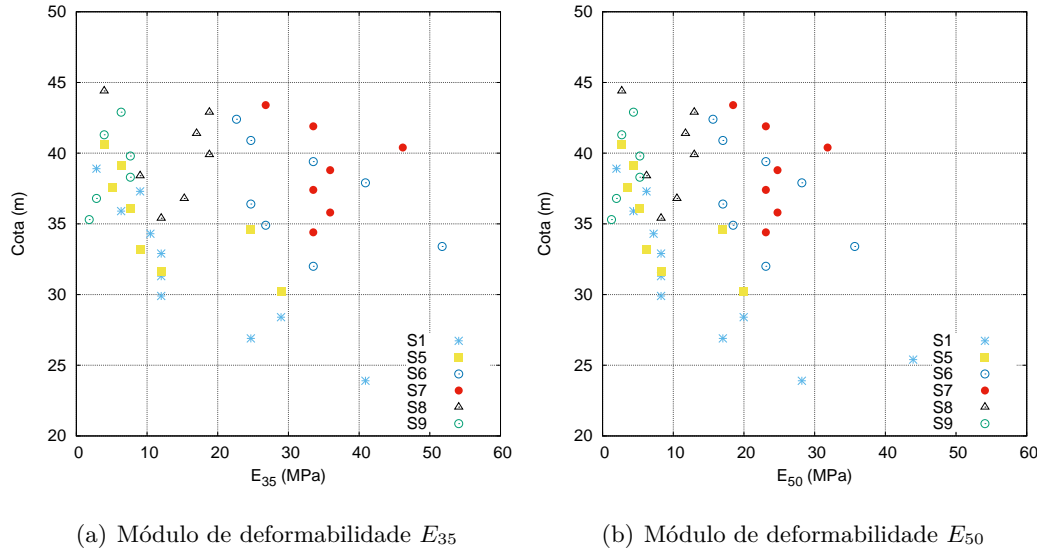


Figura 3.5: Parâmetros geológico-geotécnicos: Complexo C1: E_{35} e E_{50}

Através da equação seguinte [17] é possível relacionar os módulos de deformabilidade E_{35} e E_{50} :

$$\frac{E}{E_0} = 1 - f \left(\frac{q}{q_{ult}} \right)^g \quad (3.5)$$

em que:

$f \approx 1$;

$g = 0,25$ segundo Fahey e Carter (1993).

Os valores determinados para o módulo de deformabilidade E_{50} encontram-se representados na figura 3.5 (b).

Tendo-se obtido diversos valores de E_{50} , é possível determinar valores de E_{50}^{ref} através da equação 2.5. Note-se que, na equação 2.5, para relacionar os módulos de deformabilidade é necessário definir a coesão efetiva e a constante m . Relativamente à coesão efetiva, foi tido em consideração um valor nulo. Segundo [29] os valores de m são, aproximadamente, de 0,5 para areias e de 1,0 para argilas moles. Uma vez se está na presença de um aterro areno-argiloso, considerou-se o valor de 0,7 para a constante m . Na figura 3.6 (a) encontram-se representados os valores determinados para o E_{50}^{ref} .

Tendo em consideração os resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte efetivo (ϕ') e para o módulo de deformabilidade (E_{50}^{ref}), teve-se em conta as seguintes considerações:

1. Os resultados da sondagem S2 e S10 não foram incluídos na figura 3.6 uma vez que foram obtidos valores de $N_{SPT} > 60$ para o complexo C1, situação

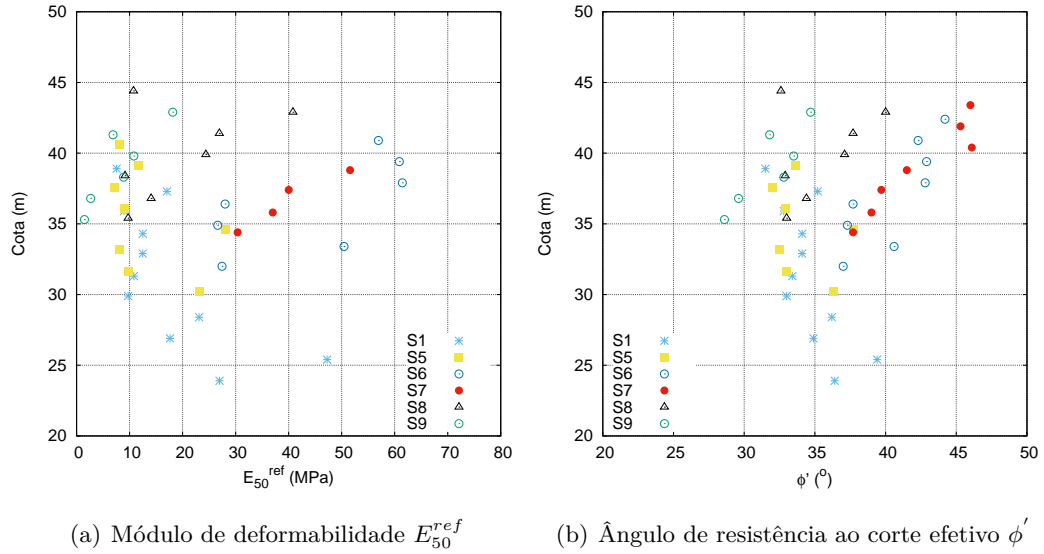


Figura 3.6: Parâmetros geológico-geotécnicos: Complexo C1: E_{50}^{ref} e ϕ'

que não apresenta coerência;

2. As sondagens S6 e S7 apresentam valores mais altos quer para o ângulo de resistência ao corte efetivo (ϕ'), quer para o módulo de deformabilidade (E_{50}^{ref}) que podem ser justificados pela presença das fundações dos edifícios, uma vez que as sondagem foram feitas junto das mesmas;
3. Relativamente ao ângulo de resistência ao corte efetivo (ϕ') a maioria dos valores obtidos encontram-se entre 30° e 35°;
4. Relativamente ao módulo de deformabilidade (E_{50}^{ref}), os valores encontram-se entre 8MPa e 30MPa, sendo que a maioria encontra-se entre 8MPa a 12MPa.

Tendo em consideração a informação das figuras 3.6 (a) e (b) e os pressupostos anteriormente mencionados, definiu-se para o complexo C1 o valor de 32° para o ângulo de resistência ao corte efetivo (ϕ') e de 12MPa para módulo de deformabilidade (E_{50}^{ref}), para efeitos de modelação numérica nos capítulos 4 e 5. Relativamente ao ângulo de dilatação, segundo [29], pode ser determinado pela equação seguinte:

$$\psi = \phi' - 30 \quad (3.6)$$

Em relação à coesão efetiva (c'), foi definido o valor de 20,0kPa. Este valor corresponde ao efeito da coesão aparente e é necessário ser considerado nos cálculos devido ao processo construtivo das paredes tipo “Berlim Definitivo” que implica a escavação não suportada de cada nível de escavação.

A tabela 3.4 resume os parâmetros tidos em consideração, de acordo com o modelo Hardening Soil, para o complexo geotécnico C1.

Tabela 3.4: Parâmetros geológico-geotécnicos: Complexo C1

Parâmetros geológico-geotécnicos	Valor considerado
γ_h (kN/m ³)	16
γ_{sat} (kN/m ³)	16
$E_{50,ref}$ (kN/m ²)	12000
E_{oed} (kN/m ²)	12000
$E_{ur,ref}$ (kN/m ²)	36000
m	0,7
c'_{ref} (kN/m ²)	20
ϕ' (°)	32
ψ' (°)	2
ν	0,3
R_{inter}	1,0
K_0	0,47

Quanto aos restantes complexos, foram tidos em consideração os valores previamente definidos pela empresa JETsj, tendo sido modelados de acordo com o critério de Mohr-Coulomb, estando indicados na tabela 3.5. Relativamente aos pesos volúmicos, teve-se também em consideração os valores definidos pela empresa JETsj [14].

Tabela 3.5: Caracterização dos parâmetros geológico-geotécnicos

Zona Geotécnica	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	E (MPa)	ψ (°)
Complexo C2A	21	30	40	70	0
Complexo C2B	21	30	20	50	0
Complexo C3	22	40	25	150	10

3.3 Descrição do caso de estudo

Nesta secção, serão descritas as soluções adotadas para o caso de estudo, do ponto de vista geotécnico, para a execução do recalçamento de fachadas e contenção periférica, assim como as soluções relativas ao travamento da contenção periférica.

3.3.1 Planta de implantação

O recinto onde foi realizada a escavação apresenta uma área em planta de 52,0mx27,0m (figura 3.7) com uma geometria aproximadamente retangular e uma profundidade de escavação entre 12,0m e 14,0m. O alçado AB, com comprimento de 27,0m, representa o limite entre o bloco B e o bloco A enquanto que os alçados BC e CD, com 52,0m e 27,0m de comprimento, respetivamente, limitam o bloco B e C dos edificios vizinhos. Por outro lado, o alçado AD, com 52,0m delimita a separação entre os blocos B e C com a Rua Rosa Araújo. O alçado AD é caracterizado pela presença das fachadas preservadas, contudo, existem duas outras fachadas, localizadas no tardoz, que também foram preservadas. Estas fachadas distam das principais, aproximadamente, 18,50m.

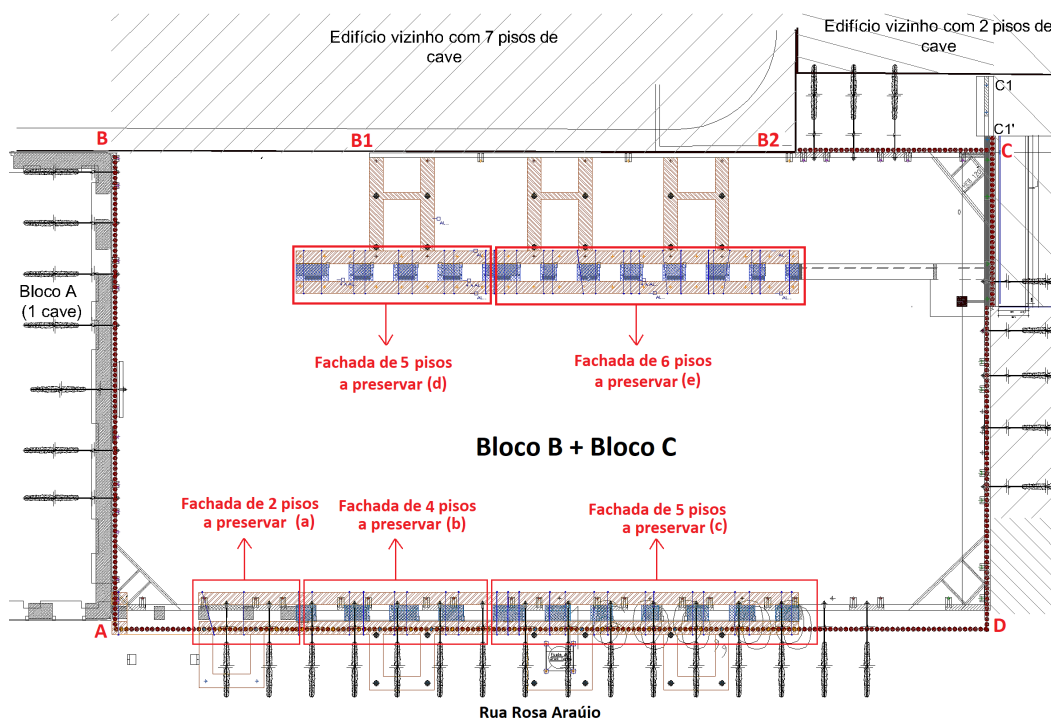


Figura 3.7: Planta de implantação: Liberdade 203. Adaptado de [14]

3.3.2 Descrição da solução de recalçamento de fachadas e de escavação e contenção periférica

A contenção periférica foi efetuada através da tecnologia denominada de “Berlim Definitivo”, recorrendo a uma estrutura de betão armado, ancorada e escorada provisoriamente. Os painéis de betão armado, com espessura mínima de 0,25m, foram betonados contra o terreno ou contra colunas de cimento. Os painéis de betão armado foram apoiados em microestacas verticais, colocadas dentro de furos e seladas abaixo da cota final de escavação, com comprimento mínimo de 4,0m, através de um sistema IRS, com recurso a válvula anti-retorno e obturador duplo no comprimento de selagem. As microestacas, dispostas com um afastamento variável em planta, foram, geralmente, executadas no exterior da parede de contenção, sendo ligadas posteriormente às paredes de betão armado por intermédio de “cachorros metálicos” e materializadas de duas formas distintas: através de recurso a uma chapa metálica embebida na parede de betão armado (figura 3.8 (a)) ou através de uma chapa metálica aparafusada à parede de betão armado (figura 3.8 (b)). Por outro lado, a ligação dos “cachorros metálicos” às microestacas é materializada por cordões de soldadura [14].

As ancoragens foram dispostas, em planta, em cerca de 2,5m, podendo, contudo, variar consoante o alçado. As ancoragens apresentavam diversas inclinações, assim como diversos comprimentos, apresentando um comprimento mínimo de selagem de 7,0m. Numa fase posterior, a estrutura definitiva garantiu a estabilidade das paredes de contenção, sendo que, desta forma, as ancoragens e escoras foram



(a) Chapa metálica embebida em parede de betão armado



(b) Chapa metálica aparafusada à parede. Retirado de [7]

Figura 3.8: Ligações das microestacas à parede de contenção

desativadas [14].

A solução de contenção periférica foi realizada sob as fachadas a preservar, implicando que as mesmas tenham sido recalçadas. A solução de recalçamento consistiu na realização de duas fiadas de microestacas, em que uma se localizava no interior e outra no exterior. As microestacas localizadas no interior apresentavam a dupla função de, além de recalçar a fachada, garantir o apoio provisório da parede de contenção. As microestacas foram ligadas às vigas de betão armado de recalçamento, que foram solidarizadas entre si, e à fachada por varões pré-esforçados do tipo “Gewi”. Este mecanismo é idêntico ao descrito no capítulo 2 (figura 2.20) [14].

3.3.2.1 Alçado AB

O alçado AB (figura 3.9) localiza-se no limite entre os blocos A e B, sendo que a contenção periférica foi executada com recurso a uma parede de betão armado com 0,35m de espessura, de acordo com a tecnologia “Berlim Definitivo”. A parede de betão armado é apoiada em microestacas N80 (API 5A) com $\phi 139,7 \times 9 \text{ mm}$, inseridas num furo de $\phi 8''$, apresentando um comprimento mínimo do bolbo de selagem de 6,0m. O travamento da parede de betão armado, face aos impulsos do terreno durante a fase de escavação foi garantido por meio de 2 níveis de ancoragens, com espaçamento médio, em planta, na ordem dos 2,90m, constituídas por 5 cordões de 0,6'' e tensionados por uma força de blocagem de 780,0kN. As ancoragens apresentavam dimensões variáveis de 14,0m e 19,0m, inclinação de 35° com a horizontal e comprimento mínimo de selagem de 7,0m com preenchimento em calda de cimento [14].

A ligação da parede de contenção às microestacas foi garantida através de perfis metálicos do tipo L soldados às microestacas. No parâmetro da parede

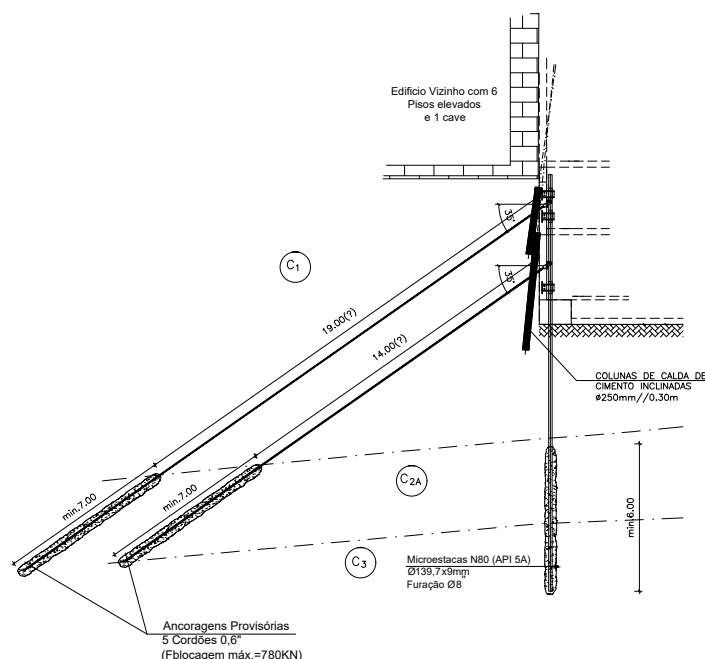


Figura 3.9: Corte tipo: Alçado AB. Adaptado de [14]

de contenção, a ligação ao perfil L é garantida através de uma chapa metálica aparafusada tal como representado na figura 3.8 (b) [14].

Na interface entre os alçados AB e AD foram executados escoramentos de canto do tipo HEB180/200 (figura 3.7). A fim de limitar descompressões nos terrenos, foram executadas colunas de cimento $\phi 250/0,30\text{m}$ no tardo da parede de contenção [14].

3.3.2.2 Alçado BC

A contenção periférica no alçado BC (figura 3.10) não necessitou de ser realizada na maioria do seu desenvolvimento, uma vez que confronta diretamente com um edifício de 7 caves (B-B1-B2) (figura 3.7), tendo sido contudo, numa fase posterior, executada uma parede de betão armado de baixo para cima. Na secção B2-C a inexistência de caves abaixo dos 2 pisos enterrados levou à utilização de pregagens $\phi 32\text{mm}$ (figura 3.10) até ser atingida a profundidade máxima das fundações do edifício vizinho. Abaixo das fundações do edifício vizinho, foram utilizadas ancoragens, dispostas em planta com espaçamento médio de 2,40m com inclinação de 35° , constituídas por 6 cordões de 0,6" e tensionadas por uma força de blocagem de 850,0kN. As ancoragens apresentavam dimensões de 9,0m e 14,0m e foram seladas com comprimento mínimo de selagem de 7,0m com preenchimento em calda de cimento. Por outro lado, existem escoramentos de canto na interface entre os alçados BC e CD. (figura 3.7). A parede de betão armado, na seção B2-C, apresenta 0,35m de espessura e o seu apoio vertical foi garantido com recurso a microestacas N80 $\phi 139,7 \times 9\text{mm}$ (API 5A), inseridas em furo de $\phi 10"$ e apresentando

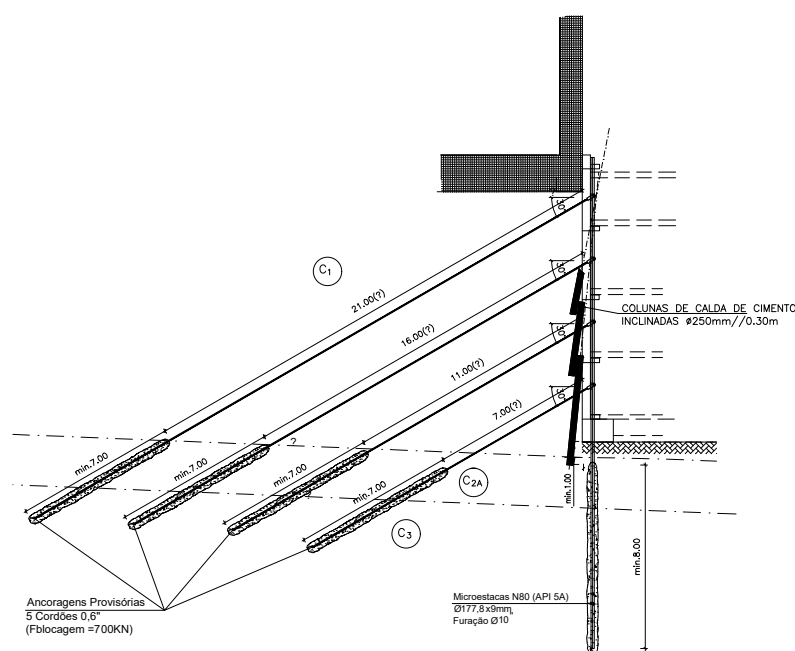


Figura 3.11: Corte tipo: Alçado CD. Adaptado de [14]

À semelhança do que se verifica nos alçados anteriores foram executadas, para limitar descompressões nos terrenos, colunas de cimento $\phi 250//0,30\text{m}$ no tardo da parede de contenção [14].

3.3.2.4 Alçado DA

O alçado DA (figura 3.12) apresenta a particularidade de, na contenção periférica, ter sido necessário recalçar as fachadas existentes, uma vez que foram executados 4 pisos enterrados, ficando desta forma condicionada a estabilidade da fachada. De outro modo, e à semelhança do que se verifica nos alçados anteriores, a contenção periférica foi realizada ao abrigo da tecnologia “Berlim Definitivo”, tal como indicado na seção 3.3.2.

A parede de contenção apresenta 0,35m de espessura, tendo sido travada com recurso a 4 níveis de ancoragens, com inclinação de 30° e espaçamento médio de 2,5m em planta. Os comprimentos das ancoragens foram de 24,0m, 18,0m, 14,0m e 8,0m para o 1º, 2º, 3º e 4º níveis de ancoragem, respetivamente. As ancoragens, constituídas por 5 cordões de 0,6”, foram tensionadas por uma força de blocagem de 780,0kN, sendo seladas com calda de cimento com comprimento mínimo de selagem de 7,0m. A parede de betão armado foi apoiada em microestacas, localizadas no interior do empreendimento. As microestacas interiores, do tipo N80 (API 5A) $\phi 177,8 \times 11,5\text{mm}$, encontravam-se dispostas com espaçamento médio de 2,50m,

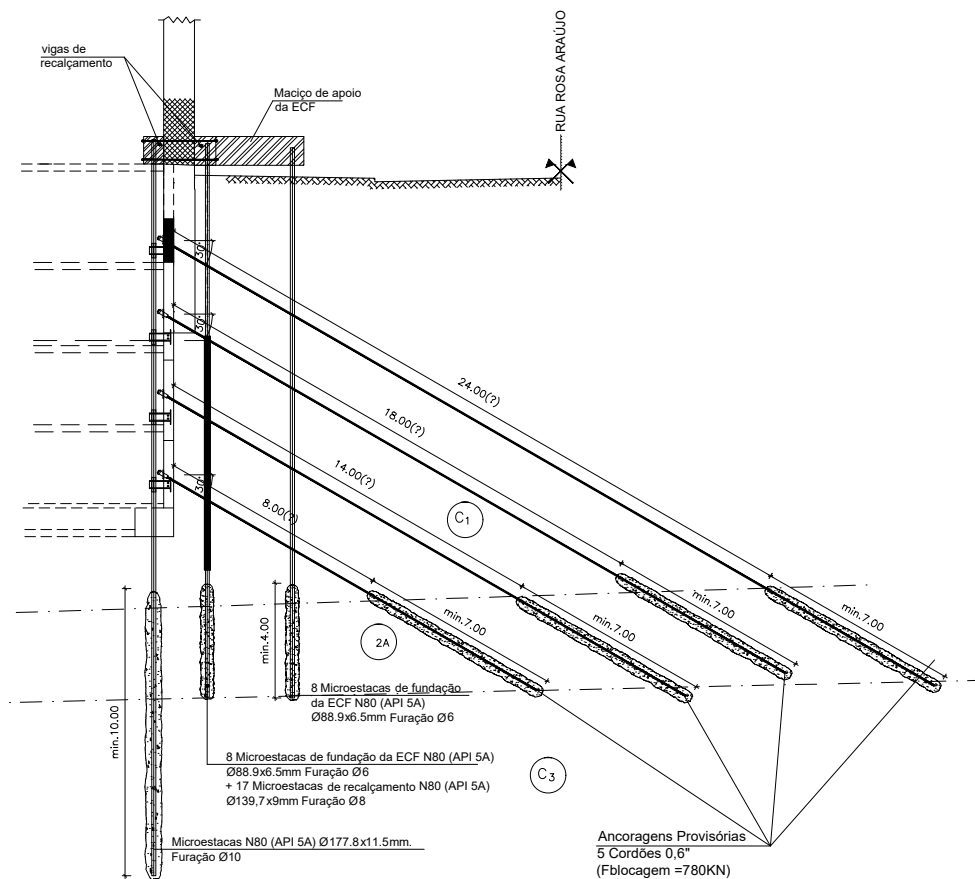


Figura 3.12: Corte tipo: Alçado DA. Adaptado de [14]

tendo sido colocadas num furo de $\phi 10''$, apresentando um comprimento mínimo do bolbo de selagem de 10,0m [14].

O recalçamento das fachadas foi materializado com recurso a uma segunda fiada de microestacas do tipo N80 (API 5A) $\phi 139,7 \times 9 \text{ mm}$, dispostas com espaçamento médio de 2,5m e inseridas num furo de $\phi 8''$ com comprimento mínimo de selagem de 4,0m. O recalçamento foi materializado com recurso a vigas de recalçamento (pelo interior e pelo exterior), onde as microestacas foram solidarizadas. As vigas de recalçamento interiores apresentavam 0,70m de largura e 0,95m de altura e as localizadas no exterior apresentavam 0,75m de largura e 1,0m de altura. A solidarização entre as vigas de recalçamento e a fachada foi concebida com recurso a varões pré-esforçados do tipo “Gewi” $\phi 40 \text{ mm}$, tendo sido o aperto garantido através de um momento torsor de 2,90kNm em ambos os lados [14].

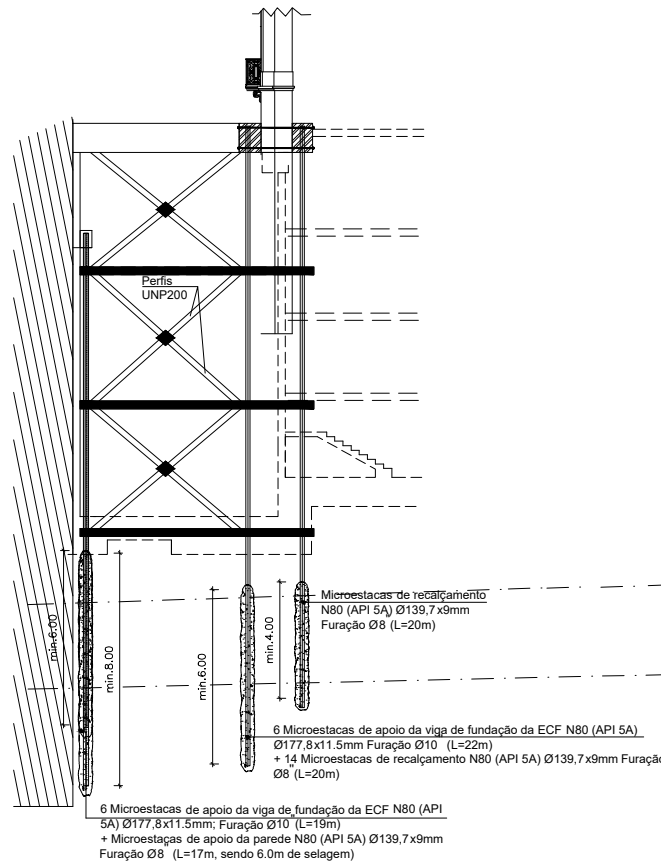


Figura 3.13: Corte tipo: Recalçamento das fachadas localizadas no tardo. Adaptado de [14]

3.3.2.5 Fachadas localizadas no tardo

Relativamente às fachadas localizadas no tardo (figura 3.13), o mecanismo de recalçamento adotado foi idêntico ao descrito anteriormente, sendo contudo o travamento horizontal das microestacas face à encurvadura garantido com recurso a bandas de laje de betão armado de 0,25m de espessura. O travamento das microestacas face às ações horizontais (vento e sismo) nas fachadas, localizadas no tardo, foi garantido com recurso a perfis UNP dispostos de forma diagonal [14].

3.3.3 Descrição da contenção provisória das fachadas

A contenção provisória das fachadas principais e de tardoiz foram realizadas com recurso a uma estrutura metálica modular e reutilizável, desenvolvida pela empresa Peri, devidamente compatível com as soluções de recalçamento e contenção periférica. Este sistema de contenção, do tipo porticado, consiste num sistema modular metálico que permite desenvolver torres de contenção com dimensões variáveis, adaptadas à geometria da(s) fachada(s) a preservar. Este sistema é, genericamente, dividido nos seguintes elementos [22, 23, 33]:

1. Carris RCS;
2. Correias SRU 120/140;
3. Elementos de ligação das correias SRU: UK 70;
4. Tensores SLS;
5. Barras Dywidag 15/17;
6. Acessórios de ligação: parafusos e cavilhas.

A estrutura de contenção das fachadas principais encontrava-se no exterior do empreendimento, na rua Rosa Araújo, e encontrava-se disposta em 4 torres de contenção com espaçamento médio de 5,10m. As torres encontravam-se assentes sobre maciços de betão armado de classe C30/37 com dimensões, em planta, de 4,0mx3,80m e altura de 1,0m. Os maciços foram assentes em 16 microestacas N80 (API 5A) $\phi 88,9 \times 6,5$ mm, dispostas com espaçamento médio de 4,40m, inseridas em furos de $\phi 6''$ e seladas com calda de cimento com comprimento mínimo de selagem de 4,0m [22, 23, 33].

Quanto às fachadas localizadas no tardoiz, a ECF localizava-se junto ao alçado BC e assentava em vigas de fundação de betão armado. As vigas de fundação assentavam, por sua vez, sobre microestacas N80 (API 5A) $\phi 177,8 \times 11,5$ mm com comprimentos de 19,0m e de 22,0m, tendo sido seladas com comprimento mínimo de selagem de 6,0m.

A figura 3.14 representa uma ilustração da solução desenvolvida de contenção em dois cortes (um perpendicular à fachada, outro paralelo à fachada), sendo possível observar os elementos que compõem a solução. Note-se que esta é apenas um ilustração tipo, uma vez que a estrutura se altera, ao nível dos comprimentos das barras, de torre para torre, com o intuito de se adaptar a geometria da fachada e do terreno, não sendo, contudo, alterada a sua constituição estrutural.

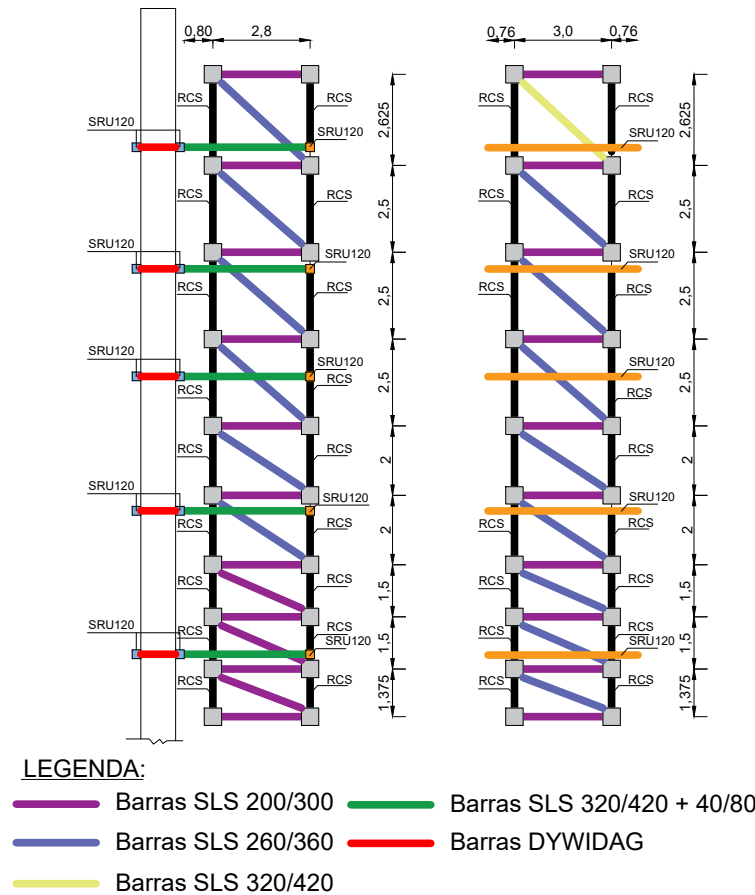


Figura 3.14: Estrutura de contenção de fachada: Ilustração. (a) Plano perpendicular à fachada; (b) Plano paralelo à fachada

Os carris RCS são constituídos, cada um, por dois perfis UNP200 (figura 3.15 (a)) e encontram-se dispostos verticalmente. Estes elementos apresentam diversos comprimentos entre 1,480m e 9,980m a fim de se poder adaptar a qualquer geometria. A ligação entre estes perfis é conseguida através de um acessório que permite uma ligação rígida entre si (figura 3.15 (b)). Este elemento metálico, de classe S355, apresenta, como características, uma área $A_{RCS} = 56,38 \text{ cm}^2$, um módulo de flexão de $W_{y_{RCS}} = 354,6 \text{ cm}^3$ e um momento de inércia $I_{y_{RCS}} = 3576 \text{ cm}^4$. Os carris RCS, dispostos verticalmente, são contraventados por barras horizontais e diagonais (tensores SLS e correias SRU) [22, 23, 33].

As correias SRU (figura 3.16), com disposição horizontal, localizam-se no interior e no exterior do empreendimento (separadas pela fachada), sendo cada conjunto de 2 correias colocado ao nível de cada piso. À semelhança dos carris RCS, estas barras dispõem de diversos comprimentos a fim de se adaptarem à geometria da fachada, existindo comprimentos entre 0,722m e 5,972m. Apresentam ainda duas vertentes a nível de secção (figura 3.16), com alturas de 120mm e 140mm. Estes

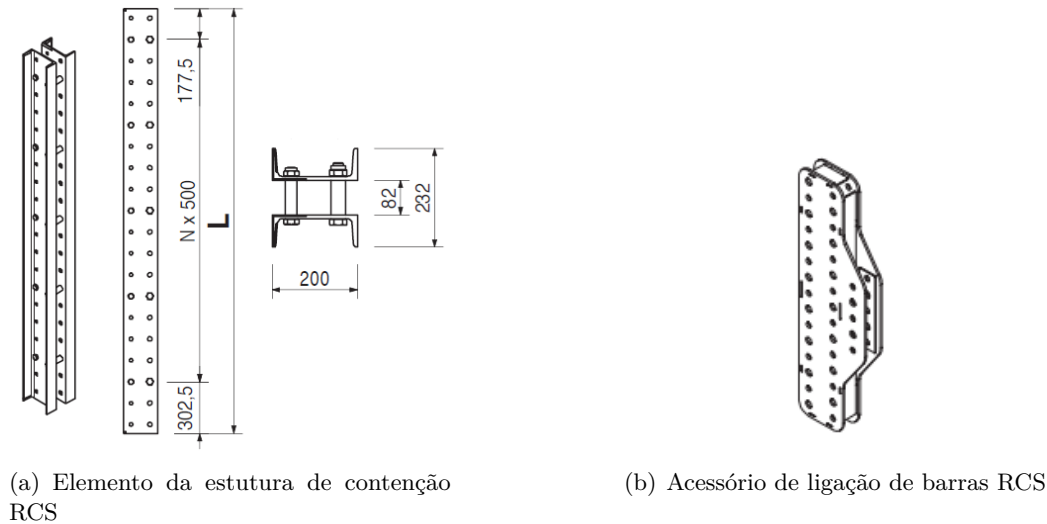


Figura 3.15: Elemento da estrutura de contenção de fachada: RCS. Retirado de [33]

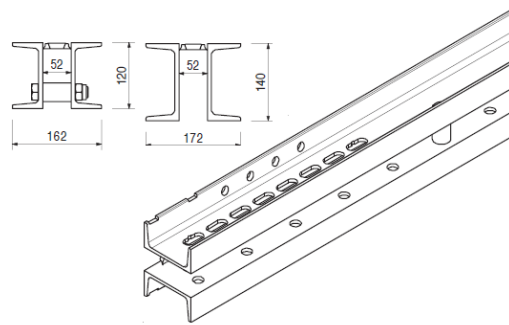


Figura 3.16: Elemento da estrutura de contenção de fachada: SRU. Retirado de [33]

elementos metálicos, de classe S235, apresentam para a tipologia SRU120, uma área $A_{SRU} = 34,0\text{cm}^2$, um módulo de flexão $W_{y_{SRU}} = 121,4\text{cm}^3$ e um momento de inércia $I_{y_{SRU}} = 728\text{cm}^4$. A ligação entre perfis SRU é garantida através de um acessório (UK70) que permite obter os comprimentos necessários (figura 3.17 (a)). As correias são ainda ligadas, entre si, nas zonas de aberturas, (janelas e portas) por barras DYWIDAG 15/17mm, criando desta forma um bloco (figura 3.17 (b)).

Os tensores SLS, de secção circular, são constituídos por fusos nas extremidades, com diâmetro de 48,3mm e espessura de 6,1mm e pelo elemento central, com diâmetro de 88,9mm e 5mm de espessura. Este elementos apresentam diversos comprimentos fixos (A) entre 0,344m e 3,744m (figura 3.18 (b)), tendo a possibilidade de ser ajustados (tabela 3.6). Os tensores SLS podem encontrar-se dispostos horizontalmente ou diagonalmente e são ligados diretamente às correias SRU através de cavilhas (figura 3.18 (a)) [22, 23, 33].

A ligação da ECF aos maciços de betão armado é garantida com recurso a

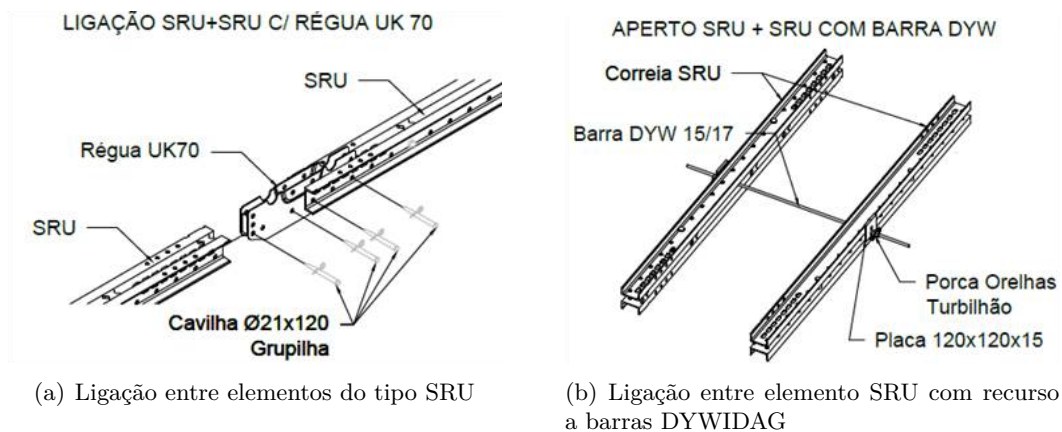


Figura 3.17: Elemento da estrutura de contenção de fachada: SRU. Retirado de [33]

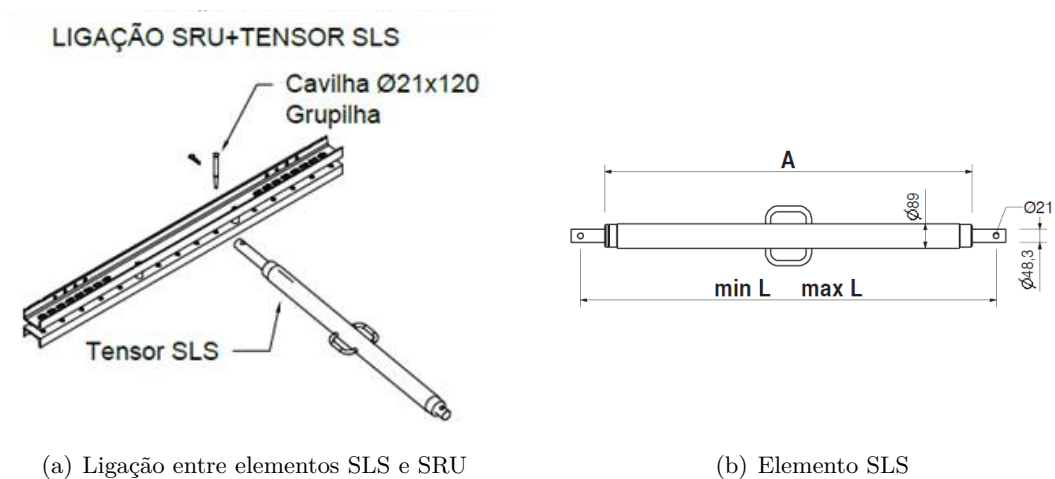


Figura 3.18: Elemento da estrutura de contenção de fachada: SLS. Retirado de [33]

Tabela 3.6: Comprimentos das barras SLS

Barra	A (mm)	min. L (mm)	max. L (mm)
SLS 40/80	344	400	800
SLS 80/140	746	800	1400
SLS 100/180	946	1000	1800
SLS 140/240	1346	1400	2400
SLS 200/300	1944	2000	3000
SLS 260/360	2544	2600	3600
SLS 320/420	3144	3200	4200
SLS 380/480	3744	3800	4800

ancoragens químicas e varões roscados M24, isto é, cada carril RCS é ligado ao maciço com recurso a 4 varões, existindo desta forma 16 varões roscados em cada maciço [22, 23, 33].

3.3.4 Descrição das fachadas e fundações

As fachadas preservadas são paredes de alvenaria de pedra ordinária, típicas do início do século XX e do estilo pós-pombalino, sendo constituídas por pedras ligadas entre si por uma argamassa ordinária de cal e areia. De todos os blocos que constituem o empreendimento “Liberdade 203”, são preservadas 5 fachadas, 3 que dão para a rua Rosa Araújo e 2 localizadas no tardo. As fachadas principais apresentam pisos elevados distintos, nomeadamente 2 (a), 4 (b) e 5 (c) pisos, correspondendo, aproximadamente a 9,0m, 18,0m, e 21,6m de altura (figura 3.7). Por outro lado, as fachadas localizadas no tardo apresentam alturas de, aproximadamente, 22,1m (d) e de 25,6m (e) com 5 e 6 pisos elevados, respetivamente. A fachada estudada nos capítulos 4 e 5 é a fachada (c), que apresenta uma largura de 17,6m e uma de altura 21,6m, sendo constituída por aberturas (portas e janelas) e por zonas maciças de alvenaria de pedra (figura 3.2 (a)). As zonas maciças localizam-se na zona das lajes de piso, onde apresentam dimensões na ordem dos 0,70m. Relativamente à espessura da fachada, esta apresenta, cerca de 0,90m no topo e 1,10m na base. Por outro lado, esta espessura aumenta cerca de 0,10m até à base da fundação, obtendo-se assim 1,20m. A figura 3.19 ilustra uma representação tipo, em corte, da fachada estudada [14, 23].

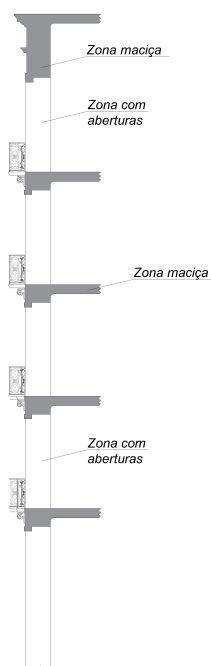


Figura 3.19: Ilustração da fachada tipo. Adaptado de [23]

3.4 Caracterização da ação do vento

A ação do vento foi determinada através do Eurocodigo 1 (EC1) - Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções do vento. Deste modo para o cálculo da ação do vento foi necessário determinar, inicialmente, a velocidade média do vento através da expressão descrita na secção 4.3.1 do EC1 e indicada de seguida:

$$v_m = c_r(z)c_o(z)v_b \quad (3.7)$$

em que:

- $c_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade, definido em 4.3.2 do EC1 e que depende da altura do edifício acima do nível do solo e da rugosidade do terreno a barlavento da construção, na direção do vento considerada;
- $c_o(z)$ é o coeficiente de orografia, sendo considerado igual a 1,0;
- v_b é o valor de referência da velocidade do vento.

Para o cálculo do coeficiente de rugosidade, $c_r(z)$, é necessário ter em consideração a altura da fachada (21,6m) assim como a categoria onde a mesma se encontra, neste caso considerou-se a categoria IV (zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15,0m).

Para o cálculo do valor de referência do vento, v_b , recorreu-se à expressão definida em 4.2. do EC1:

$$v_b = c_{dir}c_{season}v_{b,0} \quad (3.8)$$

em que:

- c_{dir} representa o coeficiente de direção, tendo sido definido com valor igual a 1,0;
- c_{season} representa o coeficiente de sazão, tendo sido definido com valor igual a 1,0;
- $v_{b,0}$ representa o valor básico da velocidade de referência do vento, tendo sido considerado igual a 30,0m/s, por ser referente a uma zona do tipo B (regiões do continente situadas numa faixa costeira com 5 km de largura ou altitudes superiores a 600m).

De acordo com os pressupostos mencionados, a velocidade média do vento calculada é de **18,5m/s**.

De seguida, é necessário calcular o valor referente à turbulência do vento, através da expressão descrita na secção 4.4 do EC1:

$$I_v(z) = \frac{K_I}{c_o(z)\ln(z/z_o)} \quad (3.9)$$

em que:

- K_I representa o coeficiente de turbulência, igual a 1,0;
- c_o representa o coeficiente de orografia, igual a 1,0;
- z representa a altura acima do solo, igual a 21,6m;
- z_o representa o comprimento de rugosidade, igual a 1,0, tal como indicado para a categoria IV.

Deste modo, a intensidade da turbulência calculada é de **0,33**.

De seguida, foi necessário determinar a pressão dinâmica de pico, dada pela expressão indicada na secção 4.5 do EC1. Essa expressão é a seguinte:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) \quad (3.10)$$

em que:

- ρ é a massa volúmica do ar, considerada igual a 1,25kg/m³;
- $I_v(z)$ é a intensidade da turbulência do vento, calculada anteriormente;
- v_m é a velocidade média do vento, calculada anteriormente;

Deste modo, a pressão de pico (q_p) calculada é de 708,9Pa.

Teve-se ainda em consideração a secção 7.4 do EC1, que tem em conta o cálculo do coeficiente de pressão resultante ($c_{p,net}$) para paredes isoladas. Para este cálculo considerou-se um índice de cheios igual a 1 sem panos de esquina e $l/h \leq 3$, uma vez que a fachada estudada no capítulos 4 e 5 apresenta uma altura de 21,6m e uma largura de 17,6m. O EC1 apresenta valores de $c_{p,net}$ diferentes para cada zona (figura 3.20), sendo o coeficiente de pressão resultante, $c_{p,net}$, de 2,3 e 1,4 para a zona A e B, respetivamente.

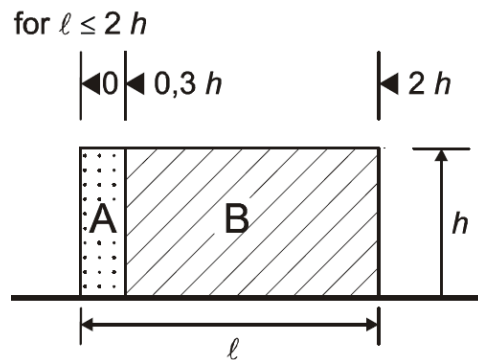


Figura 3.20: Cálculo da ação do vento. Retirado de [31]

Uma vez que a modelação se baseia num estado plano de deformação, não é possível ter em consideração os dois coeficientes de pressão resultante para a ação do vento, tal como exemplificado na figura 3.20. Desta forma, procedeu-se à ponderação de um valor, tendo em consideração a largura da fachada, tendo-se

obtido um coeficiente de pressão resultante equivalente de 1,73. Finalmente, para a determinação da pressão exercida do vento sobre a fachada, basta multiplicar o coeficiente de pressão resultante pela pressão de pico. Desta forma, tomou-se em consideração o valor de **1,30kN/m²**.

Capítulo 4

Modelação numérica

4.1 Considerações gerais

O presente capítulo tem como objetivo a apresentação da modelação numérica desenvolvida na presente dissertação. A modelação numérica é feita recorrendo ao programa Plaxis 2D 2016, que utiliza o método dos elementos finitos e considera um estado plano de deformações. É pretendido analisar o conjunto composto pela fachada, estrutura de contenção de fachada e faseamento construtivo associado à escavação de 4 pisos enterrados, tendo em consideração o alçado DA, anteriormente descrito em 3.3.2.4 (figura 4.1).

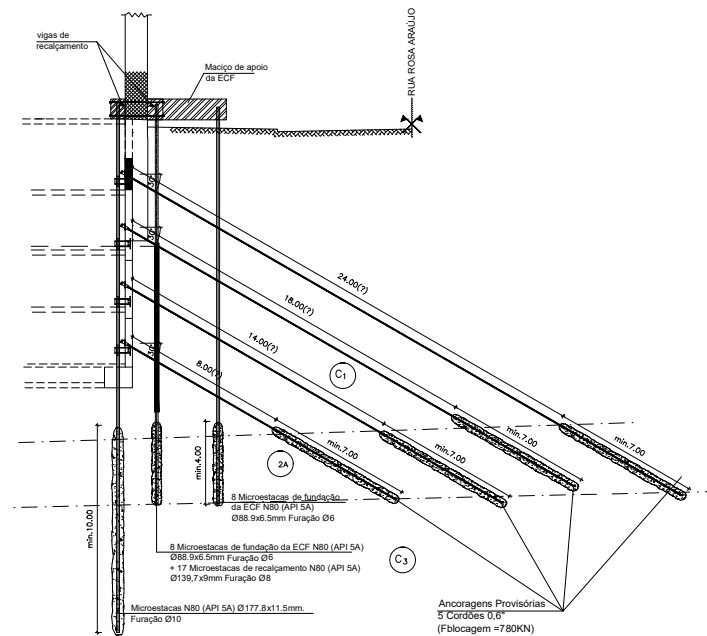


Figura 4.1: Corte tipo: Alçado DA. Adaptado de [14]

Da análise da figura 4.1 verifica-se a complexidade associada à modelação deste problema, uma vez que envolve a escavação de 4 pisos enterrados tendo em consideração diversos aspetos tais como a fachada, estrutura de contenção de fachada e a solução de recalçamento da fachada, admitindo a plasticidade do solo e da fachada. Deste modo, parte-se inicialmente de um cenário mais simples (cenário C0), evoluindo gradualmente até se obter o objetivo final. Com base neste cenário, obtiveram-se seis cenários adicionais com graus de complexidade mais elevados e correspondendo, sucessivamente, a uma melhor aproximação da realidade.

Nos cenários em que se preservou a fachada, tiveram-se em consideração as propriedades da fachada (c), indicadas na secção 3.3.4. Os cenários podem ser resumidos da seguinte forma (figura 4.2):

- **Cenário C0:** Escavação de 4 pisos sem existência prévia do edifício (figura 4.2 (a)).
- **Cenário C1:** Escavação de 4 pisos, admitindo a existência prévia do edifício e procedendo à demolição total do mesmo, incluindo a fachada (figura 4.2 (b)).
- **Cenário C2:** Escavação de 4 pisos, admitindo a existência prévia do edifício e procedendo à demolição total do mesmo preservando a fachada. Neste cenário foi atribuída à fachada um comportamento elástico linear (figura 4.2 (c)).
- **Cenário C3:** Cenário análogo ao C2, admitindo para a fachada um comportamento elástico-perfeitamente plástico (figura 4.2 (c)).
- **Cenário C4:** Cenário análogo ao C3, preservando a fachada com recurso a uma estrutura de contenção de fachada (figura 4.2 (d)).
- **Cenário C5:** Cenário análogo ao C3, admitindo efeitos de 2ª ordem na modelação (figura 4.2 (c)).
- **Cenário C6:** Cenário análogo ao C4, admitindo efeitos de 2ª ordem na modelação (figura 4.2 (d)).

As análises desenvolvidas no presente capítulo não consideram o efeito do vento. A ação do vento será alvo de estudo no capítulo 5.

4.2 Cenário C0

4.2.1 Parâmetros de modelação

Neste secção são descritos os parâmetros de modelação tidos em consideração para a elaboração do cenário. A figura 4.3 indica as dimensões tidas em consideração para a definição do modelo de elementos finitos do cenário C0.

- **Profundidade de escavação:**

Considerou-se uma profundidade de escavação de 13,50m.

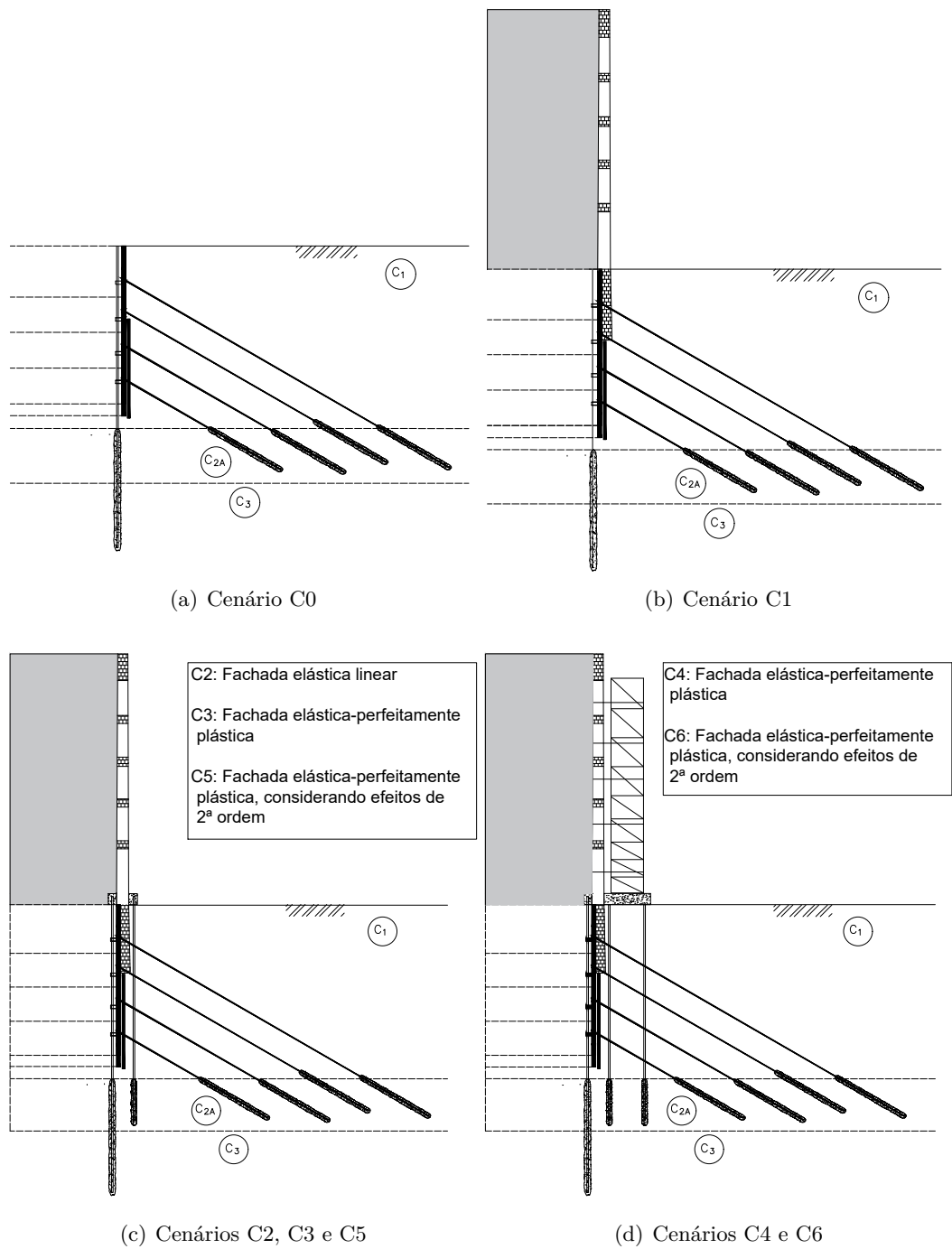


Figura 4.2: Descrição esquemática dos cenários C0 a C6

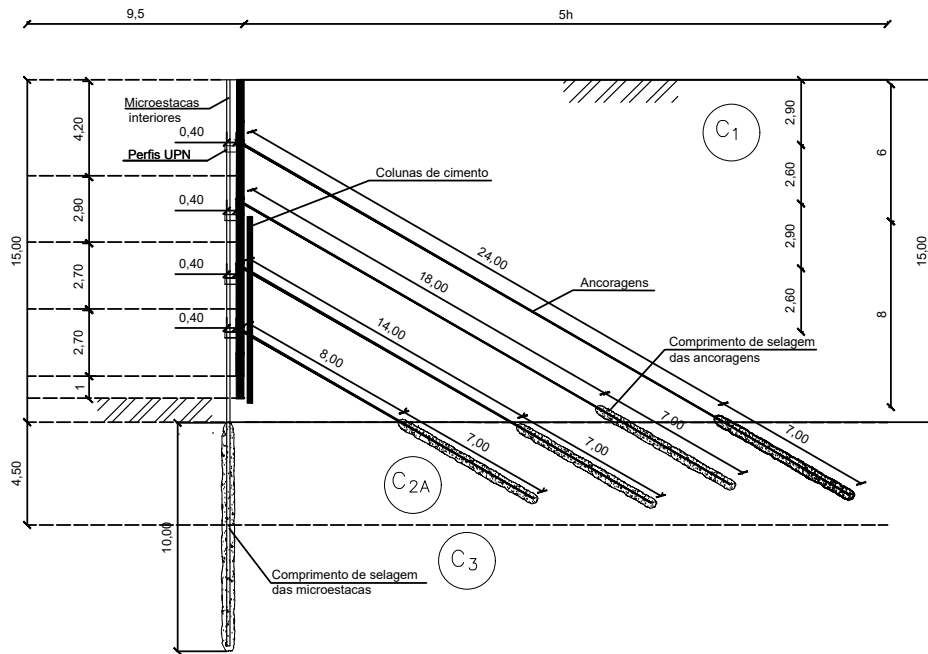


Figura 4.3: Cenário C0

- **Largura da escavação:**

Considerou-se uma largura de escavação de 9,50m.

- **Altura de cada nível de escavação:**

A escavação é dividida em 4 fases distintas, em que cada uma corresponde à escavação de cada piso enterrado. Desta forma, a 1ª fase de escavação é de 4,20m, a segunda de 2,90m e a terceira de 2,70m. A 4ª fase, de 3,70m, corresponde à escavação do 4º piso e da altura para execução da sapata de fundação.

- **Largura no tardo da parede de contenção:**

Foi considerada uma largura no tardo da estrutura de contenção igual a 5 vezes a altura de escavação.

- **Nível freático:**

Não foi considerada a presença do nível freático.

- **Parâmetros da parede de contenção:**

A parede de contenção é executada após a escavação de cada nível, tendo como características as de uma parede de betão armado com 0,35m de espessura e classe **C30/37** com comportamento elástico. Foi considerado um coeficiente de Poisson, ν , com valor nulo uma vez que se trata de uma parede “infinita”. A parede de contenção foi modelada recorrendo a um elemento do tipo “plate”. A tabela 4.1 resume os valores adotados para a parede de contenção.

Tabela 4.1: Parâmetros de modelação da parede de contenção

EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
11550000,00	962500,00	8,75	0,00

- **Parâmetros das ancoragens:**

As ancoragens são divididas em quatro níveis com inclinação de 30° e comprimentos distintos, como se pode observar na tabela 4.2. As ancoragens são espaçadas entre si de 2,50m e apresentam uma área de 7,00cm². Considerou-se para a definição dos parâmetros referentes às ancoragens o módulo de elasticidade do aço de pré-esforço igual a 195,00GPa, sendo a sua rigidez axial (EA) caracterizada com o valor de 136500,00kN. Relativamente à força de pré-esforço instalada nas ancoragens, a força de puxe indicada é de 780,00kN. Contudo, é necessário descontar as perdas por reentrada das cunhas, que podem ser calculadas através da equação seguinte:

$$\Delta F = \frac{EA}{L_{ancoragem}} \times d \quad (4.1)$$

Em que d representa o comprimento de reentradas das cunhas, tendo este sido considerado igual a 6,00mm.

As forças instaladas após as perdas ($P_{ancoragem}$) são as indicadas na tabela 4.2, sendo estas as tomadas em consideração na modelação do cenário. As ancoragens são modeladas com recurso ao elemento “**anchors**”.

Tabela 4.2: Forças de pré-esforço aplicadas às ancoragens

Ancoragem	L (m)	ΔF (kN)	$P_{ancoragem}$ (kN)	% perda
1	24,00	34,13	745,88	4,38
2	18,00	45,50	734,50	5,83
3	14,00	58,50	721,50	7,50
4	8,00	102,38	677,63	13,13

- **Parâmetros do comprimento de selagem das ancoragens:**

Relativamente à selagem das ancoragens, foi considerado um diâmetro do furo de 6” preenchido com calda de cimento com módulo de elasticidade de 25,00GPa. As selagens, tal como as ancoragens, estão espaçadas entre si por 2,50m. Os comprimentos de selagem são modelados com recurso ao elemento “**geogrid**”, tendo como característica a sua rigidez axial (EA), com valor de 182414,70kN/m.

- **Microestacas interiores e perfis metálicos do tipo UPN300**

A ligação entre as microestacas e a parede de contenção é conseguida através de perfis metálicos do tipo UPN300. As microestacas são modeladas como “**plate**”, encontrando-se dispostas com espaçamento médio de 2,50m e são do tipo N80 (API5A) $\phi 177,8 \times 11,5\text{mm}$, com comprimento de 15,00m. Os parâmetros da modelação das microestacas interiores estão indicados na tabela 4.3.

Tabela 4.3: Parâmetros de modelação das microestacas interiores

EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
504672,00	1755,60	0,19	0,30

Relativamente aos perfis metálicos do tipo UPN300, estes encontram-se também dispostos com espaçamento médio de 2,50m e são modelados como “**plate**” com comprimento de 0,40m. A ligação a cada microestaca é conseguida com recurso a dois perfis. Os parâmetros de modelação são os indicados na tabela 4.4.

Tabela 4.4: Parâmetros de modelação dos perfis metálicos UPN300

EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
987840,00	13490,40	0,37	0,30

- **Comprimento de selagem das microestacas interiores**

Em relação ao comprimento de selagem das microestacas foi considerado um diâmetro de furo de 10” preenchido com calda de cimento com módulo de elasticidade de 25,00GPa. O comprimento de selagem das microestacas está, assim como as microestacas interiores, espaçado de 2,50m e é modelado recorrendo a um elemento “**geogrid**”, tendo como rigidez axial (EA) o valor de 506707,50kN/m.

- **Colunas de cimento**

No tardo da parede de contenção de terras foram executadas colunas de cimento verticais de diâmetro e afastadas de 0,20m. Este aspeto foi considerado tendo em conta uma ponderação dada pela seguinte equação que permite o cálculo do módulo de elasticidade equivalente (E_{eq}^{CS}):

$$E_{eq}^{CS} = \frac{E_{cimento}A_{cimento} + E_{50}^{C1}(ds - A_{cimento})}{ds} \quad (4.2)$$

De forma análoga, o peso volúmico equivalente (γ_{eq}^{CS}) pode ser calculado pela seguinte equação:

$$\gamma_{eq}^{CS} = \frac{\gamma_{cimento}A_{cimento} + \gamma^{C1}(ds - A_{cimento})}{ds} \quad (4.3)$$

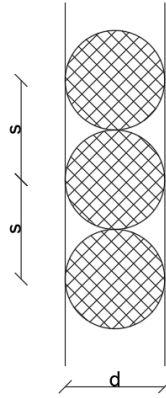


Figura 4.4: Ilustração do cálculo do módulo de elasticidade e peso volúmico das colunas de cimento

A figura 4.4 ilustra a situação. Deste modo, foram tidos em consideração os seguintes valores para o cálculo do módulo de elasticidade equivalente (E_{eq}^{CS}) e peso volúmico equivalente (γ_{eq}^{CS}): $s = 200,00\text{mm}$, $d = 200,00\text{mm}$, $E_{cimento} = 25,00\text{MPa}$, $\gamma_{cimento} = 16,00\text{kN/m}^3$ $\gamma_{solo} = 16,00\text{kN/m}^3$ e considerou-se para o aterro areno-argiloso o módulo de deformabilidade a 50% de rotura (E_{50}^{C1}), o valor de $10,00\text{MPa}$. As colunas de cimento foram modeladas de acordo com o critério de Mohr-Coulomb.

Atendendo aos pressupostos supramencionados, os valores considerados para o módulo de elasticidade equivalente (E_{eq}^{CS}) e peso volúmico equivalente (γ_{eq}^{CS}) são, respetivamente, $21781,00\text{kN/m}^2$ e $16,00\text{kN/m}^3$. Para a definição da resistência à tração e compressão das colunas de cimento, teve-se em consideração apenas a contribuição do cimento. Desta forma, foi considerada uma resistência à compressão e de tração de $19635,00\text{kN/m}^2$ e $201,50\text{kN/m}^2$, respetivamente.

4.2.2 Malha de elementos finitos e faseamento construtivo

Na figura 4.5 encontra-se representada a malha de elementos finitos utilizada para discretizar o meio envolvente. O faseamento construtivo tido em consideração para a modelação deste cenário é o indicado de seguida, tal como ilustrado na figura 4.6.

- **Fase 1:** Execução das colunas de cimento.
- **Fase 2:** Execução da fiada de microestacas interiores.
- **Fase 3:** Escavação do 1º painel.
- **Fase 4:** Betonagem do 1º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 1º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 5:** Escavação do 2º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.

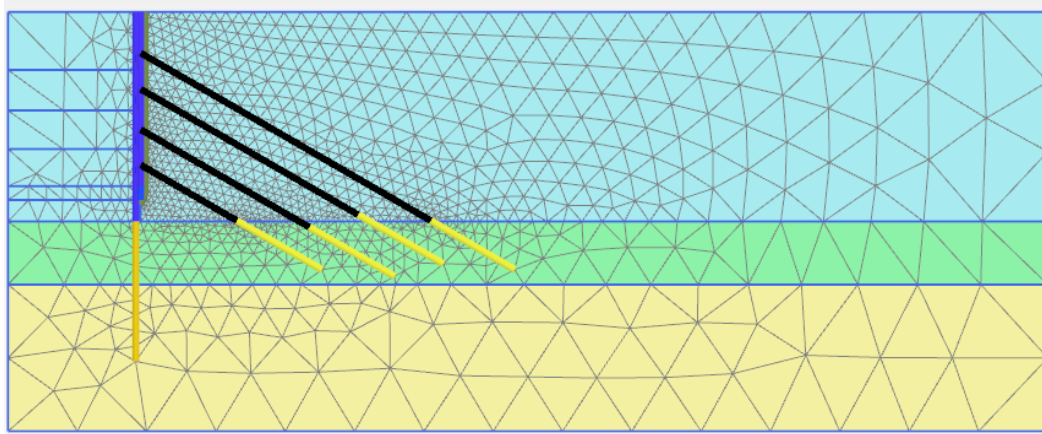


Figura 4.5: Malha de elementos finitos: Cenário C0

- **Fase 6:** Betonagem do 2º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 2º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 7:** Escavação do 3º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.
- **Fase 8:** Betonagem do 3º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 3º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 9:** Escavação do 4º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.
- **Fase 10:** Betonagem do 4º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 4º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 11:** Ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.

4.2.3 Resultados

Na figura 4.7 são apresentados os resultados obtidos no cenário C0 para os deslocamentos horizontais da parede de contenção (a) e deslocamentos verticais na superfície do terreno no tardo da parede de contenção (b) para as fases de escavação e fase final. Na mesma figura encontram-se representados os deslocamentos totais das 4 fases de escavação (c, d, e, f) e a variação de cargas nas ancoragens nas diversas fases (g). Por outro lado, nas tabelas 4.5 e 4.6 são indicadas as cargas nas ancoragens em todas as fases e os deslocamentos máximos obtidos nas diferentes fases de escavação e na fase final. As cargas nas ancoragens têm em conta um espaçamento de 2,50m.

Através da análise da figura 4.7 e das tabelas 4.5 e 4.6 é possível retirar as seguintes conclusões:

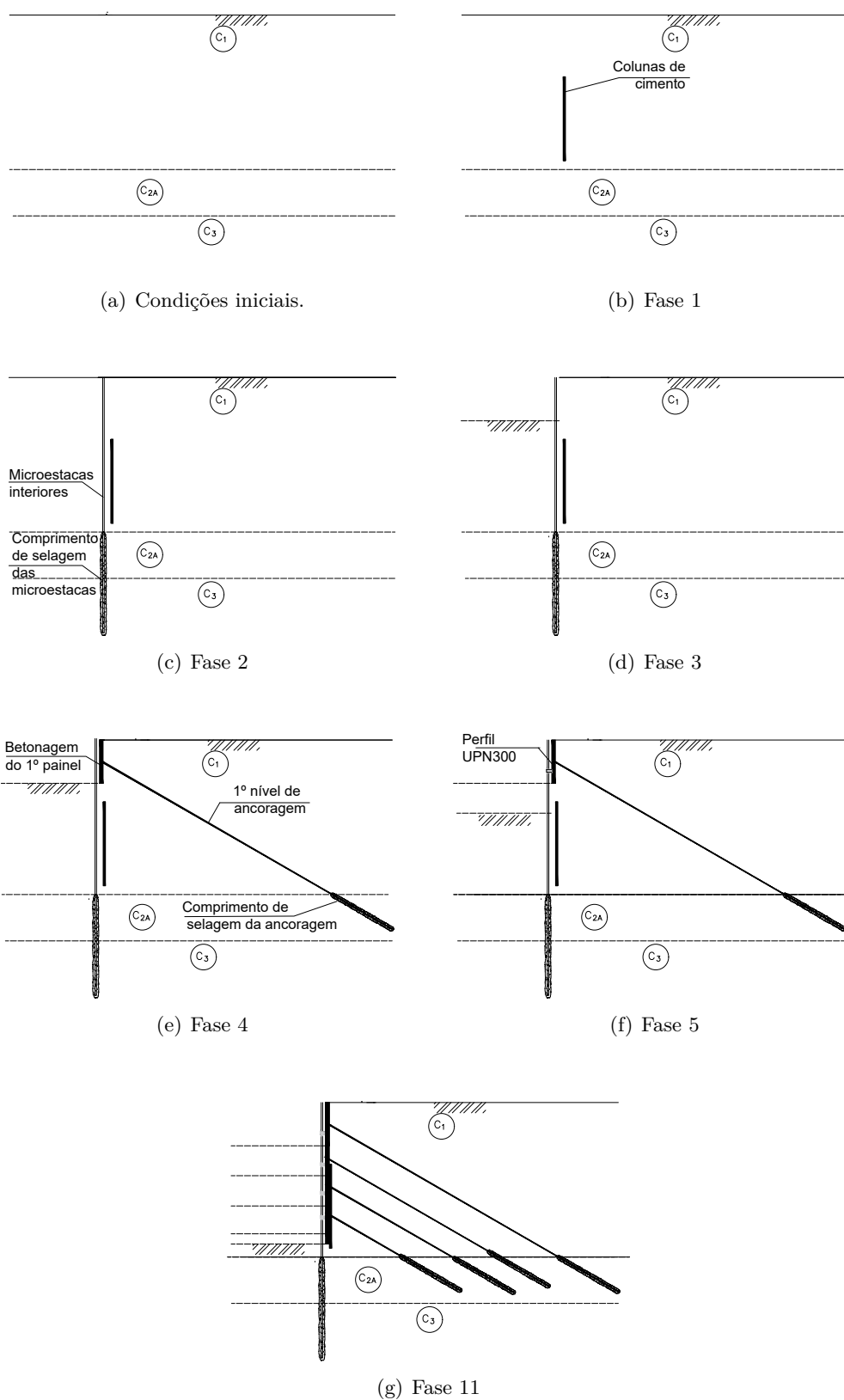
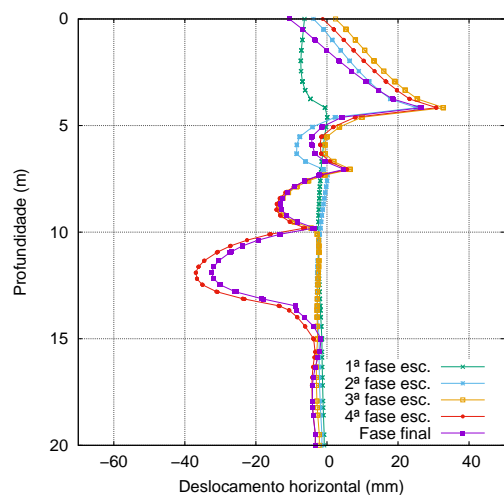
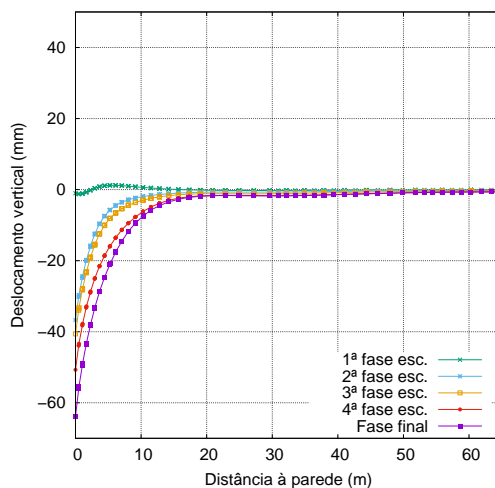


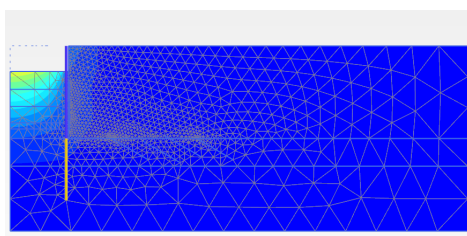
Figura 4.6: Faseamento construtivo - Cenário C0



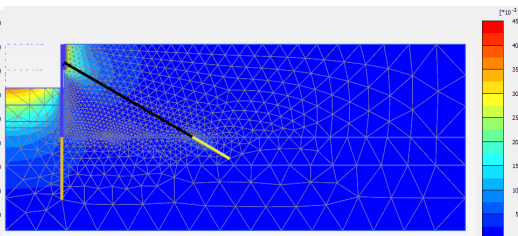
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção



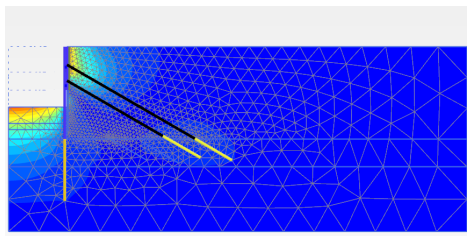
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção



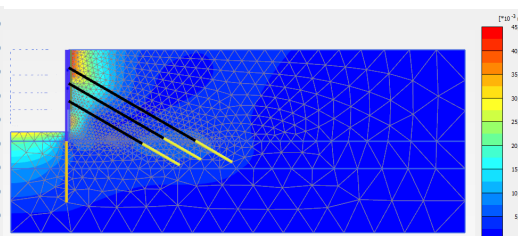
(c) Deslocamentos totais: 1ª fase de escavação



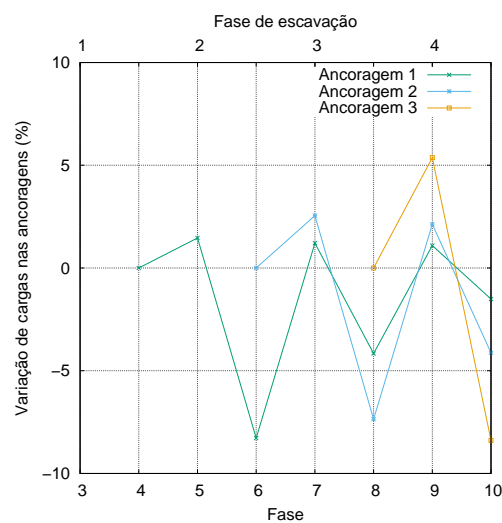
(d) Deslocamentos totais: 2ª fase de escavação



(e) Deslocamentos totais: 3ª fase de escavação



(f) Deslocamentos totais: 4ª fase de escavação



(g) Variação de cargas nas ancoragens

Figura 4.7: Resultados do Cenário C0

Tabela 4.5: Cargas nas ancoragens - Cenário C0

Cargas nas ancoragens - Cenário C0 (kN)				
Fase	Ancoragem 1	Ancoragem 2	Ancoragem 3	Ancoragem 4
4	745,90	-	-	-
5	756,79	-	-	-
6	694,11	734,50	-	-
7	702,53	753,25	-	-
8	673,33	697,80	721,50	-
9	680,68	712,64	760,24	-
10	670,39	683,23	696,45	677,60
11	671,11	680,66	688,40	656,24

Tabela 4.6: Deslocamentos máximos no cenário C0

Deslocamentos máximos (mm)		
Fase	Parede	Tardoz da parede
	Desl. horizontal	Desl. vertical
1ª fase de escavação	-7,30	1,21
2ª fase de escavação	22,82	-36,47
3ª fase de escavação	30,41	-40,72
4ª fase de escavação	-36,78	-50,78
Fase final	-32,28	-63,89

- A parede de contenção apresenta deslocamentos pequenos na 1ª fase de escavação;
- Na fase seguinte, é notório o efeito do pré-esforço, recuperando os deslocamentos sofridos devido à escavação da 1ª fase. É possível verificar que a aplicação do pré-esforço permite mesmo que a estrutura de suporte apresente deslocamentos no sentido contrário ao da escavação, algo que é justificado pelo facto de o terreno onde é efetuada a escavação apresentar um módulo de deformabilidade baixo;
- Verifica-se que, à medida que a escavação se desenvolve, o efeito do pré-esforço tende a diminuir;
- Verifica-se que a 1ª fase de escavação não produz assentamentos consideráveis no tardoz da parede de contenção. Contudo, em fases de escavação posteriores é notório o assentamento do terreno. Estes assentamentos assumem valores de 50,78mm e 63,89mm na 4ª fase de escavação e fase final, respetivamente;
- Verifica-se que, em qualquer das fases de escavação, os deslocamentos totais mais elevados situam-se, sobretudo, no interior da escavação como seria de esperar neste tipo de estruturas;
- Relativamente às ancoragens, verifica-se que o máximo esforço na ancoragem ocorre na fase de escavação seguinte à sua instalação;

- **Edifício e Fachada**

O edifício e a fachada principal são modelados com comportamento linear. Através da análise da planta do edifício, verifica-se que o mesmo apresenta dimensões em planta de 20,90m e 17,60m, sendo ainda possível observar que o mesmo é constituído por duas fiadas de paredes resistentes de alvenaria de pedra paralelamente dispostas (figura 4.9). As espessuras são de aproximadamente de 0,70m para a primeira fiada e 0,75m para a segunda fiada. De forma a determinar o módulo de elasticidade equivalente do edifício (E_{eq}^{Ed}) utilizou-se a equação seguinte:

$$E_{eq}^{ed} = \frac{E^{Alv} L^{Alv}}{L_t} \quad (4.4)$$

sendo que E^{Alv} representa o módulo de elasticidade da alvenaria de pedra, L^{Alv} representa a soma das espessuras de alvenaria de pedra (=1,45m) e L_t representa a largura do edifício no sentido da fachada a preservar (=17,60m).

Na presente modelação numérica foram considerados os seguintes valores para a definição das características da alvenaria de pedra, tal como definido na secção 2.5:

- **Resistência à compressão (σ_c^{Alv}):** 0,60MPa
- **Resistência à tração (σ_t^{Alv}):** 0,145MPa
- **Módulo de elasticidade (E^{Alv}):** 600,00MPa
- **Peso volúmico (γ^{Alv}):** 22,00kN/m³

Como descrito anteriormente, foi possível obter o valor de 49000,00kN/m² para o módulo de elasticidade equivalente. De igual modo é possível determinar o peso volúmico do edifício tendo apenas em conta as paredes resistentes, tendo-se obtido o valor de 1,80kN/m³.

Para a definição do pavimento tiveram-se em consideração os seguintes pressupostos: Segundo [2], os pavimentos de madeira apresentam o vigamento espaçado entre 0,20m e 0,40m, tal como indicado na figura 4.10. Desta forma definiu-se o valor de a=0,10m, e h=0,20m para a altura de cada viga. O edifício estudado, com 5 pisos elevados e cobertura, apresenta uma área em planta de aproximadamente 17,60m por 20,90m o que se traduz numa área total de aproximadamente 367,80m². Considera-se ainda o vigamento em madeira nas duas direções o que se traduz aproximadamente em 88 vigas numa direção e 105 vigas na outra, por piso. Teve-se em consideração o peso volúmico da madeira com valor de 10,00kN/m³, tal como indicado em [30]. Desta forma foi obtido um incremento de 0,56kN/m³ para o peso volúmico do edifício, tendo em conta o peso do pavimento.

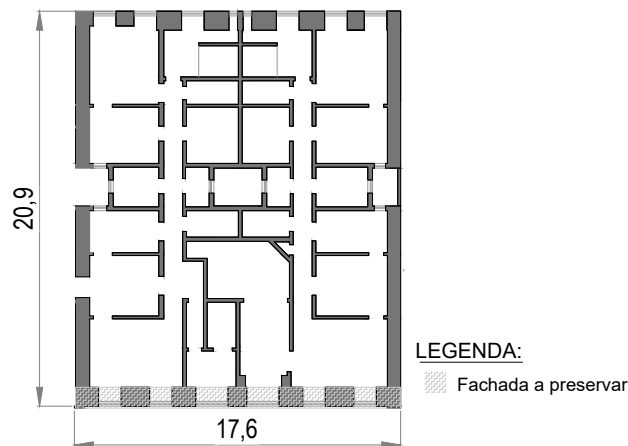


Figura 4.9: Planta representativa do edifício. Adaptado de [14]

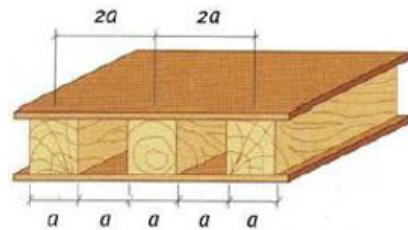


Figura 4.10: Representação do pavimento. Retirado de [2]

Adicionalmente, é necessário ter em conta a presença da restante carga permanente (paredes divisórias e revestimento). De acordo com [2], as paredes típicas de um edifício antigo são em taipa ou adobe e desta forma, tomou-se em consideração, para simular o efeito das paredes, uma carga de $0,50\text{kN/m}^2$ [30]. Teve-se ainda em consideração uma carga devida ao efeito do peso dos revestimentos, considerando 2,00cm de espessura de soalho com peso volúmico de $10,00\text{kN/m}^3$. Por último, e de acordo com [2], a cobertura é constituída por um conjunto de vigas paralelas e uma estrutura composta por madres, varas e ripas que suporta o telhado constituído por telhas cerâmicas. Desta forma, recorreu-se novamente a [30], em que se definiu uma carga uniformemente distribuída de $0,65\text{kN/m}^2$. Deste modo, obteve-se para a restante carga permanente um incremento de $0,19\text{kN/m}^3$. Tendo em consideração os pressupostos anteriores definiu-se para o peso volúmico aproximado do edifício o valor de $2,55\text{kN/m}^3$.

A fachada principal apresenta uma altura total de 21,60m com largura variável, sendo que ao nível do terreno apresenta 1,10m de largura e no topo 0,90m. No



Figura 4.11: Modelação da fachada. Adaptado de [14]

Tabela 4.7: Propriedades da fachada

Propriedade Mecânica	Zona A e Fundação	Zona B
Resistência à compressão (kN/m^2)	600,00	306,82
Resistência à tração (kN/m^2)	145,00	74,15
Módulo de elasticidade (kN/m^2)	600000,00	306818,18
Peso volúmico (kN/m^3)	22,00	10,70

que diz respeito às fundações da fachada, considerou-se que as mesmas são do tipo direta, sendo que desta forma são materializadas com o prolongamento da fachada até uma profundidade de 5,90m, onde apresentam uma largura de 1,20m. Sendo a fachada constituída, em corte, por zonas de alvenaria de pedra (Zona A) e de zonas de alvenaria de pedra com aberturas (Zona B), procedeu-se à modelação de cada zona em separado com o intuito de representar esta situação (figura 4.11).

Desta forma, definiu-se o módulo de elasticidade equivalente, resistência à tração equivalente, resistência à compressão equivalente e peso volúmico equivalente, tendo em consideração o comprimento da fachada (17,60m). Os valores considerados são os apresentados na tabela 4.7.

4.3.2 Malha de elementos finitos e faseamento construtivo

Na figura 4.12 encontra-se representada a malha de elementos finitos do cenário C1. O faseamento construtivo tido em consideração para a modelação deste cenário é o indicado de seguida, tal como é ilustrado na figura 4.13.

- **Fase 1:** Execução das colunas de cimento.
- **Fase 2:** Demolição total do edifício.

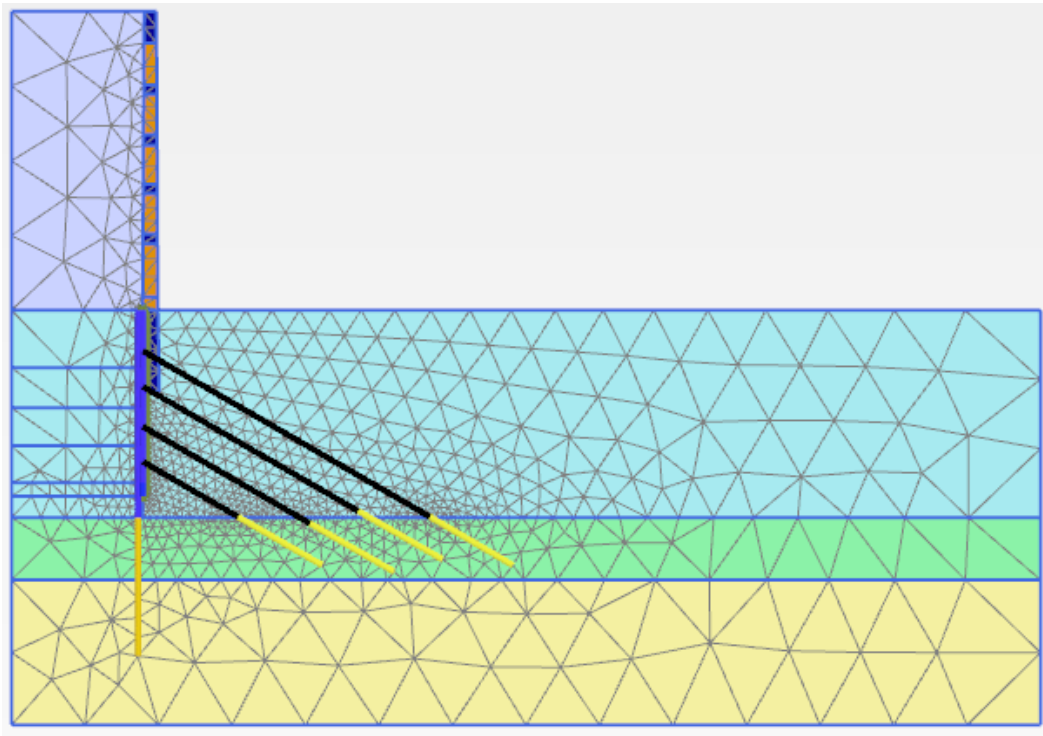


Figura 4.12: Malha de elementos finitos: Cenário C1

- **Fase 3:** Execução da fiada de microestacas interiores.
- **Fase 4:** Escavação do 1º nível.
- **Fase 5:** Betonagem do 1º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 1º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 6:** Escavação do 2º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.
- **Fase 7:** Betonagem do 2º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 2º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 8:** Escavação do 3º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.
- **Fase 9:** Betonagem do 3º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 3º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 10:** Escavação do 4º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.
- **Fase 11:** Betonagem do 4º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 4º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 12:** Ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.

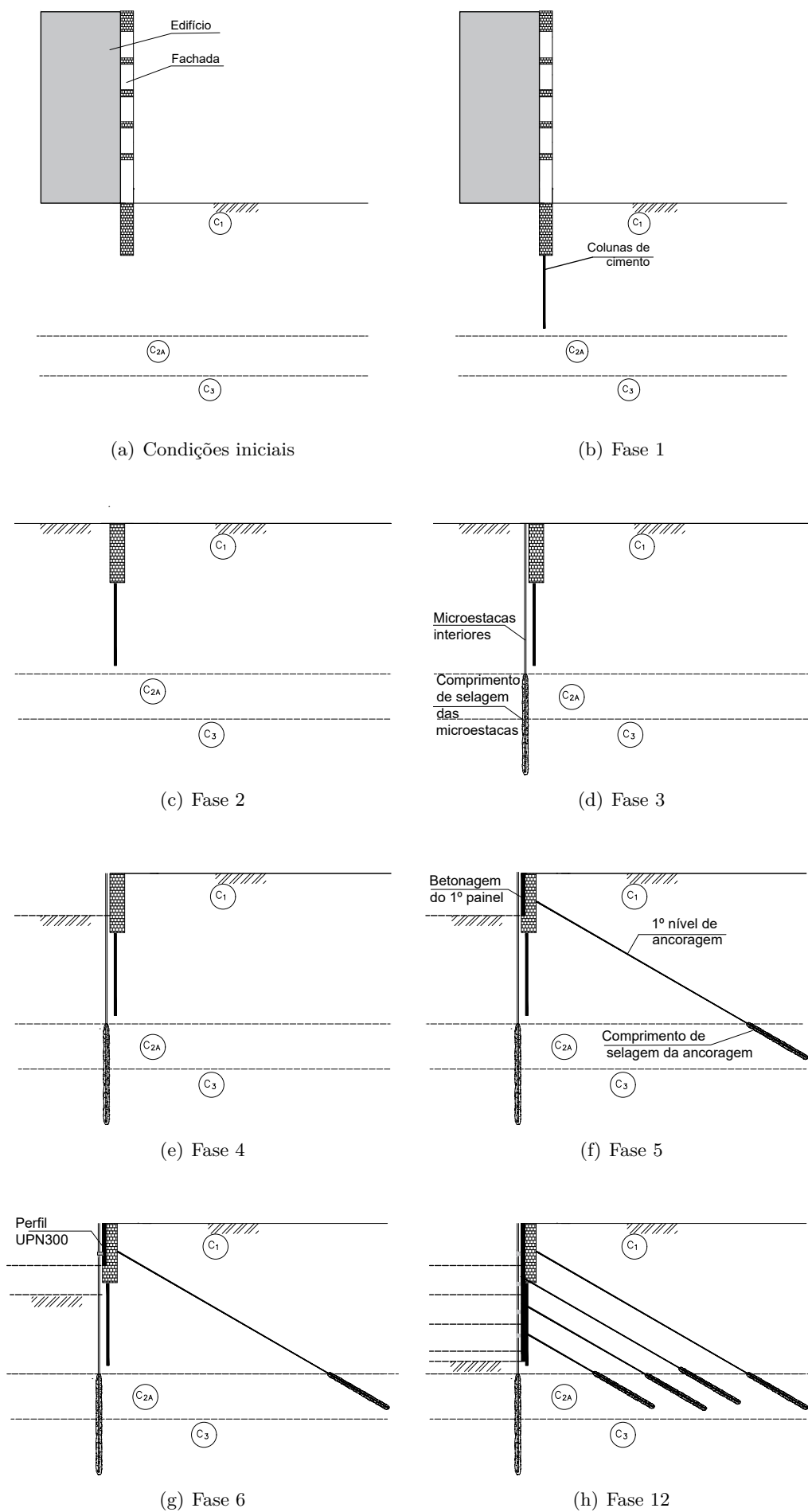


Figura 4.13: Faseamento construtivo - Cenário C1

Tabela 4.8: Cargas nas ancoragens - Cenário C1

Cargas nas ancoragens - Cenário C1 (kN)				
Fase	Ancoragem 1	Ancoragem 2	Ancoragem 3	Ancoragem 4
5	745,90	-	-	-
6	771,53	-	-	-
7	718,39	734,50	-	-
8	731,63	764,63	-	-
9	707,79	712,52	721,50	-
10	709,18	722,02	752,39	-
11	699,15	699,51	700,98	677,60
12	700,43	694,39	690,78	650,33

Tabela 4.9: Deslocamentos máximos no cenário C1

Deslocamentos máximos (mm)		
	Parede	Tardoz da parede
Fase	Desl. horizontal	Desl. vertical
1ª fase de escavação	10,11	5,40
2ª fase de escavação	21,43	-1,76
3ª fase de escavação	25,46	-6,22
4ª fase de escavação	-44,22	-27,77
Fase final	-38,61	-34,76

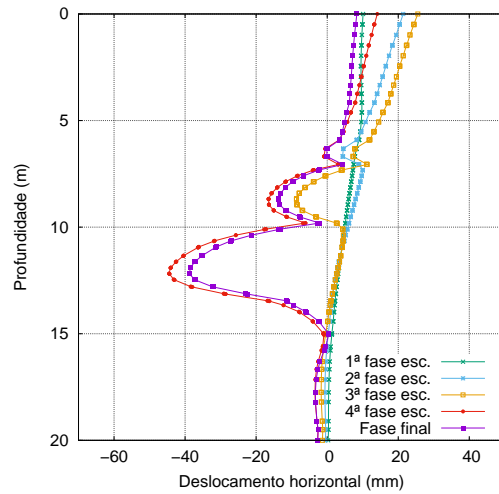
4.3.3 Resultados

Na figura 4.14 são apresentados os resultados obtidos no cenário C1 para os deslocamentos horizontais da parede de contenção (a) e deslocamentos verticais na superfície do terreno no tardoz da parede de contenção (b) para as fases de escavação e fase final. Na mesma figura encontram-se representados os deslocamentos totais das 4 fases de escavação (c, d, e, f) e a variação de cargas nas ancoragens (g). Por outro lado, nas tabelas 4.8 e 4.9 são ilustradas as variações de cargas nas ancoragens em todas as fases e os deslocamentos máximos obtidos nas diferentes fases de escavação e fase final, respetivamente. As cargas nas ancoragens têm em conta um espaçamento de 2,50m.

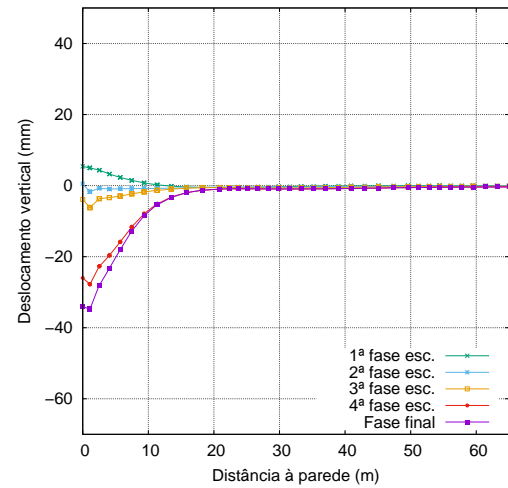
A figura 4.15 representa a comparação, entre os cenários C0 e C1, dos deslocamentos horizontais da parede de contenção em todas as fases de escavação (a, b, c, d). Na mesma figura encontram-se representado, para os cenários C0 e C1, os deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção na 4ª fase de escavação (e).

Através da análise das figuras 4.14 e 4.15 e das tabelas 4.8 e 4.9 é possível retirar as seguintes conclusões:

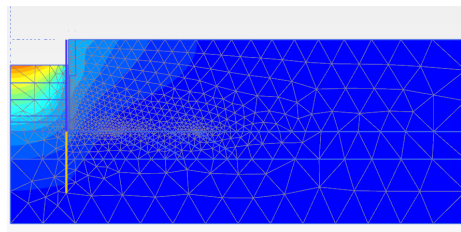
- No cenário C1, os resultados obtidos na 1ª fase de escavação para os deslocamentos horizontais da parede de contenção, apresentam valores



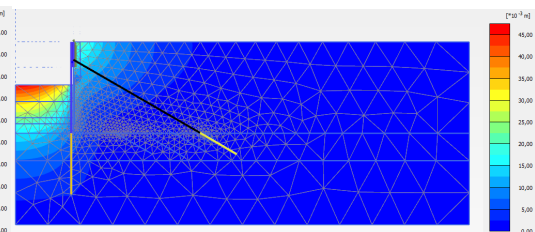
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção



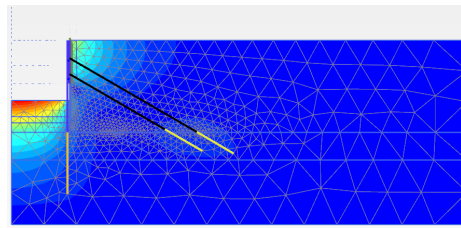
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção



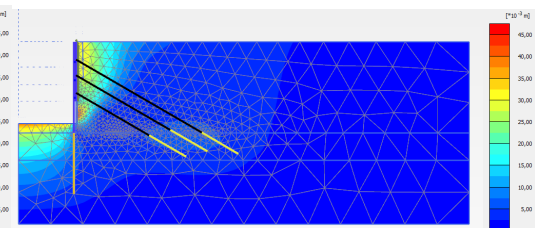
(c) Deslocamentos totais: 1ª fase de escavação



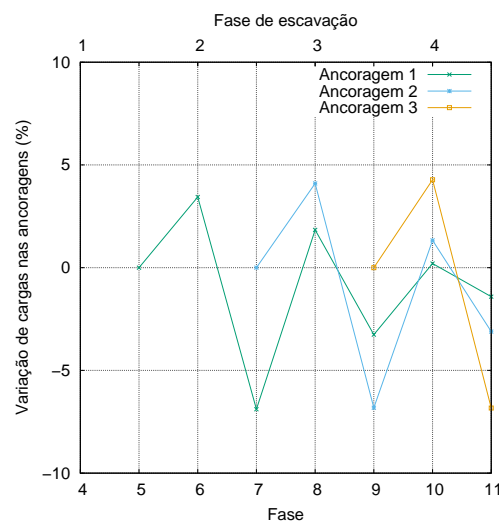
(d) Deslocamentos totais: 2ª fase de escavação



(e) Deslocamentos totais: 3ª fase de escavação

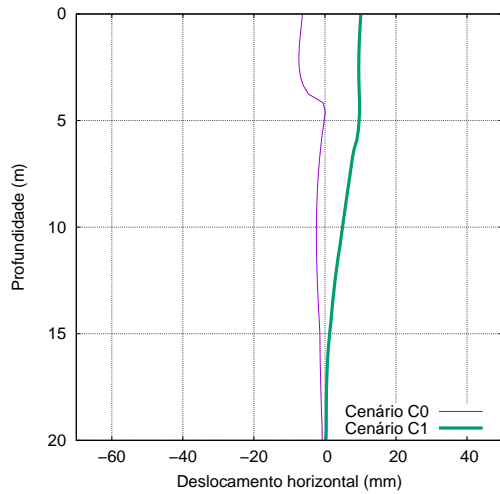


(f) Deslocamentos totais: 4ª fase de escavação

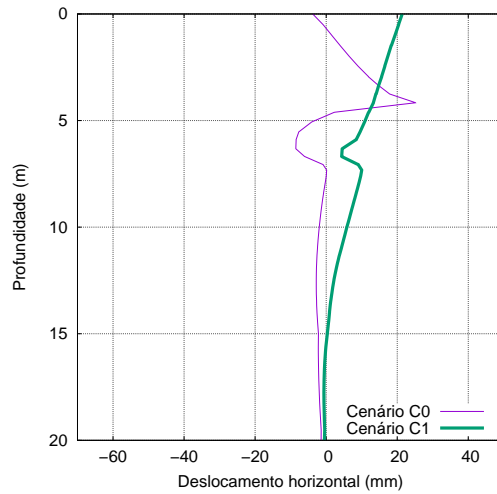


(g) Variação de cargas nas ancoragens

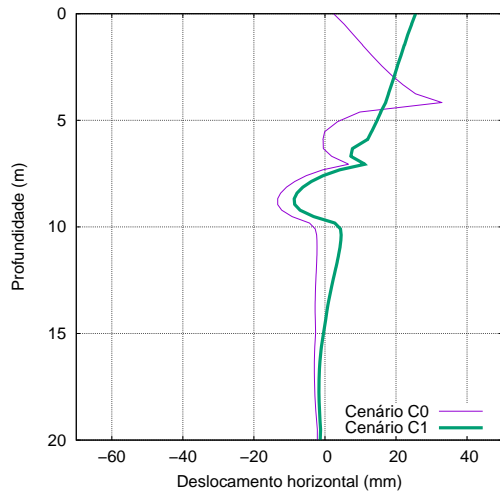
Figura 4.14: Resultados do Cenário C1



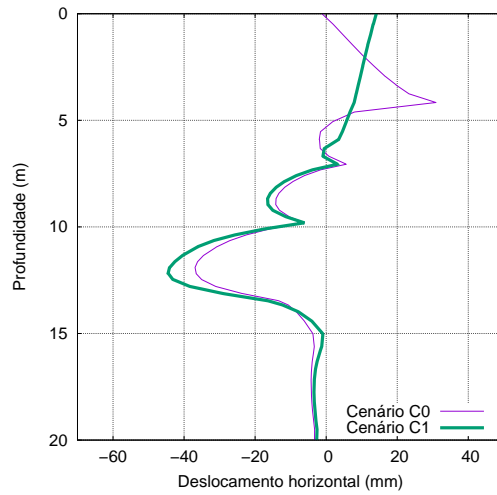
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 1ª fase de escavação



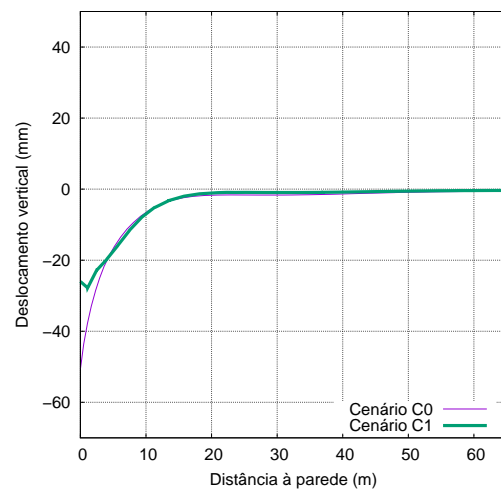
(b) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 2ª fase de escavação



(c) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 3ª fase de escavação



(d) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(e) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção: 4ª fase de escavação

Figura 4.15: Comparação entre os cenários C0 e C1

Tabela 4.10: Parâmetros de modelação das microestacas exteriores

EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
310380,00	666,12	0,12	0,30

idênticos aos obtidos no cenário C0 mas com sentidos contrários, que derivam da presença da fundação da fachada;

- Na 2ª fase de escavação é visível que o efeito do pré-esforço, aplicado na fase anterior, não produz efeitos semelhantes aos verificados no cenário C0, devido à presença da fundação da fachada. Este efeito deve-se ao facto da fundação da fachada ser um elemento com rigidez bastante superior a do solo;
- A partir dos 5,90m de profundidade (zona em que termina a fundação da fachada), verifica-se que a presença da fundação induz deslocamentos superiores na 4ª fase de escavação;
- No cenário C1, ao contrário do verificado no cenário C0, é possível observar empolamento do terreno no tardo da parede de contenção. O valor máximo de deslocamento vertical positivo ocorre na 1ª fase de escavação, assumindo o valor de 5,40mm;
- Tal como no cenário C0, verifica-se que os deslocamentos totais máximos ocorrem no interior da escavação;
- Observa-se, tal como no cenário C0, que a variação mais acentuada de carga nas ancoragens ocorre no momento da ativação da ancoragem seguinte. No caso da ancoragem 1, verifica-se uma variação máxima de 6,90%. No que diz respeito às ancoragens 2 e 3, verifica-se uma variação máxima de 6,80%. Deste modo, constata-se que a presença da fundação da fachada permitiu uma diminuição de variação de carga nas ancoragens 1 e 2.

4.4 Cenário C2

4.4.1 Parâmetros de modelação

A diferença, entre os cenários C2 e C1, reside na demolição do edifício, mantendo-se desta forma a fachada principal com **comportamento linear**. São, adicionalmente, introduzidos alguns elementos, nomeadamente microestacas exteriores e vigas de recalçamento interiores e exteriores. Na figura 4.16 são indicadas as dimensões tidas em consideração para a definição do modelo de elementos finitos.

- **Microestacas exteriores**

As microestacas exteriores são do tipo N80 (API 5A) com $\phi 139.7 \times 9\text{mm}$ e encontram-se dispostas com espaçamento médio de 2,50m e comprimento de 15,00m. Os valores considerados são os apresentados na tabela 4.10.

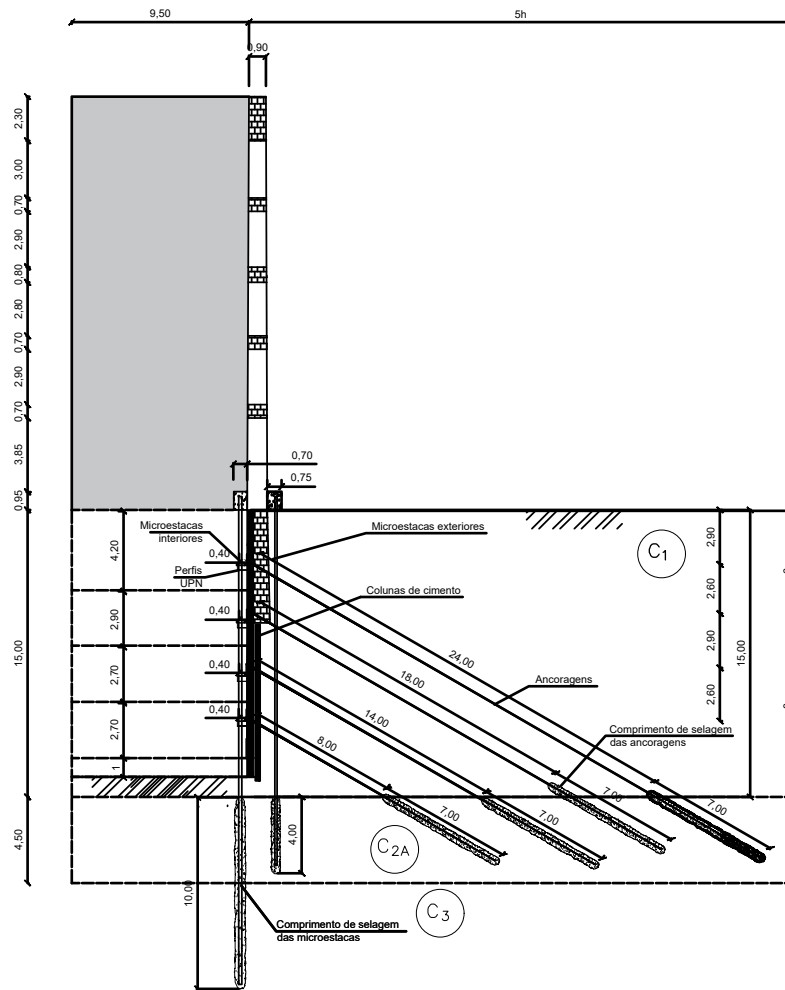


Figura 4.16: Cenários C2, C3 e C5

- **Comprimento de selagem das microestacas exteriores**

Relativamente ao comprimento de selagem das microestacas exteriores foi considerado um diâmetro de furo de 8" preenchido com calda de cimento com módulo de elasticidade de 25,00GPa. O espaçamento médio relativo à selagem das microestacas é de 2,50m. Desta forma, foi considerado um valor de EA igual a 324292,80kN/m.

- **Vigas de recalçamento**

As vigas de recalçamento são em betão armado de classe C30/37. Este elemento é modelado com comportamento linear com módulo de elasticidade de 33,00GPa, peso volúmico de 25,00kN/m³ e coeficiente de poisson, ν , nulo, uma vez que se tratam de vigas com comprimento "infinito". As vigas de recalçamento interiores apresentam altura de 0,95m e largura de 0,70m, enquanto que as vigas de recalçamento exteriores apresentam largura de 0,75m e altura de 1,00m.

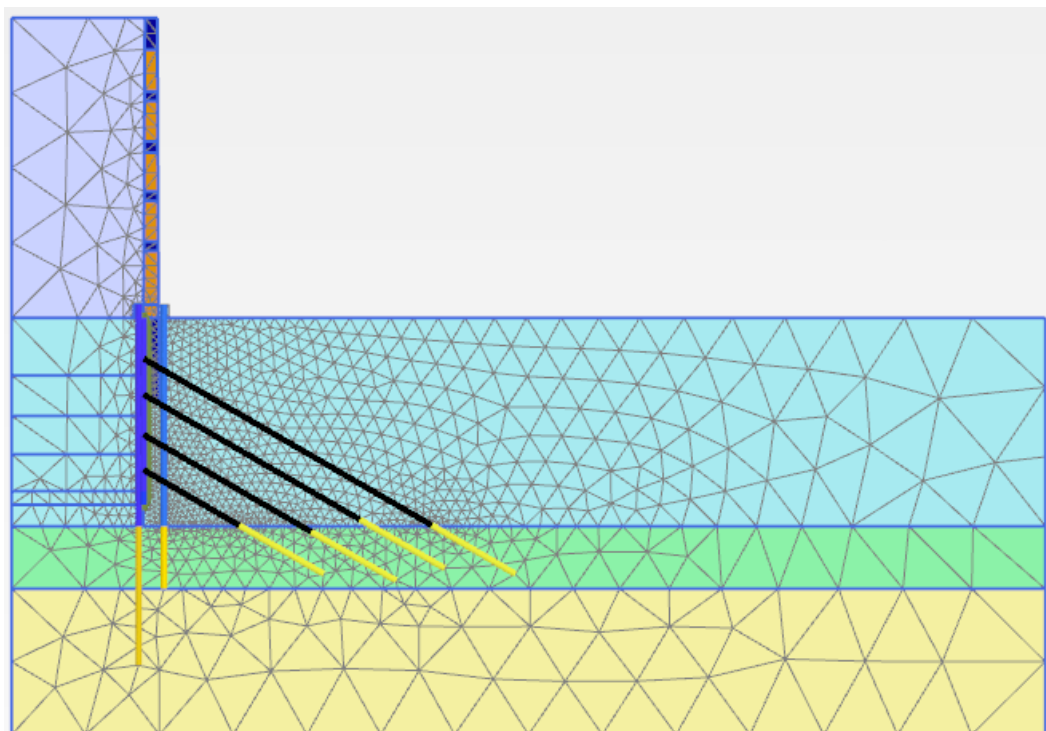


Figura 4.17: Malha de elementos finitos: Cenário C2

4.4.2 Malha de elementos finitos e faseamento construtivo

Na figura 4.17 encontra-se representada a malha de elementos finitos do cenário C2. O faseamento construtivo tido em consideração para a modelação deste cenário é o indicado de seguida, tal como ilustrado nas figuras 4.18 e 4.19.

- **Fase 1:** Execução das colunas de cimento.
- **Fase 2:** Execução das microestacas exteriores.
- **Fase 3:** Execução das vigas de recalçamento exteriores e demolição parcial¹ do edifício.
- **Fase 4:** Instalação da fiada de microestacas interiores e vigas de recalçamento interiores.
- **Fase 5:** Demolição total do edifício.
- **Fase 6:** Escavação do 1º painel.
- **Fase 7:** Betonagem do 1º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 1º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 8:** Escavação do 2º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.

¹Entende-se por demolição parcial a remoção de carga devida aos revestimentos, paredes divisórias e vigamento em madeira ($0,75\text{kN/m}^3$).

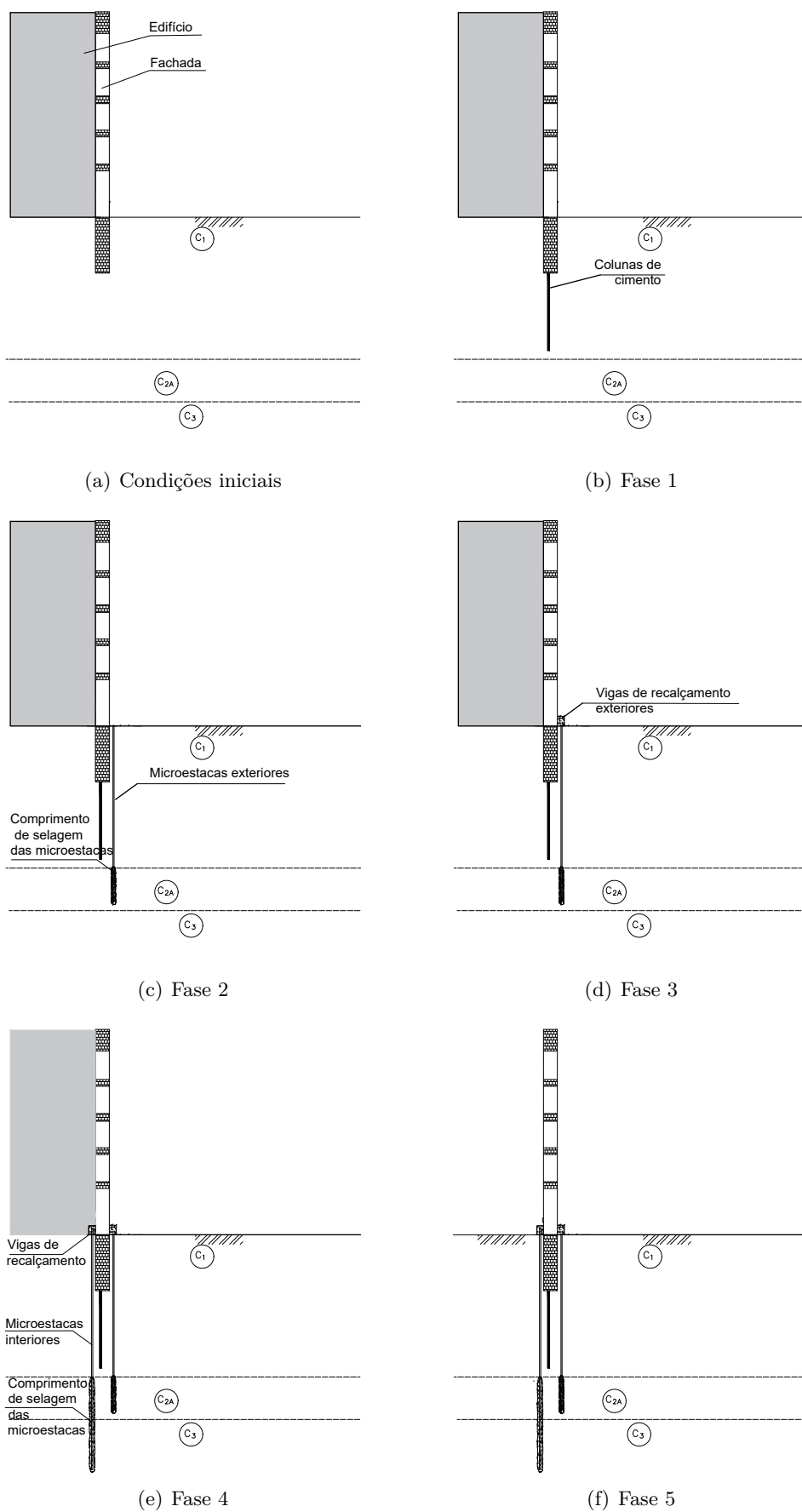


Figura 4.18: Faseamento construtivo - Cenários C2, C3 e C5

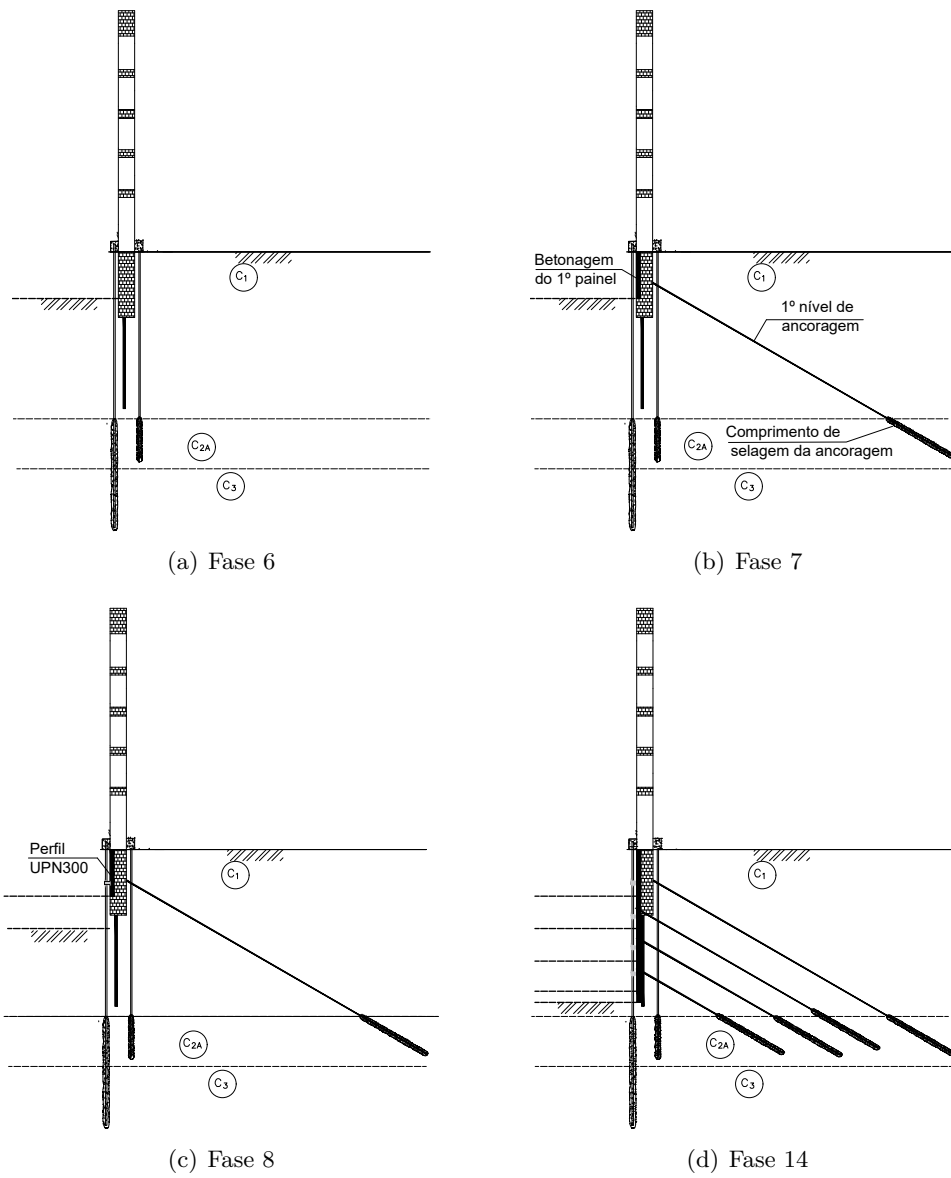


Figura 4.19: Faseamento construtivo - Cenários C2, C3 e C5

- **Fase 9:** Betonagem do 2º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 2º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 10:** Escavação do 3º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.
- **Fase 11:** Betonagem do 3º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 3º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 12:** Escavação do 4º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.
- **Fase 13:** Betonagem do 4º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 4º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 14:** Ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.

4.4.3 Resultados

Na figura 4.20 são apresentados os resultados obtidos no cenário C2 para os deslocamentos horizontais da parede de contenção (a) e deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção (b) para as fases de escavação e fase final. Na mesma figura encontram-se representados os deslocamentos totais (c, d, e, f) nas 4 fases de escavação, variação de cargas nas ancoragens (g) e deslocamentos horizontais da fachada nas diversas fases de escavação e fase final (h). Por outro lado, nas tabelas 4.11 e 4.12 são indicadas as cargas nas ancoragens em todas as fases e os deslocamentos máximos obtidos nas diferentes fases de escavação e fase final, respetivamente. As cargas nas ancoragens têm em conta um espaçamento de 2,50m.

A figura 4.21 representa a comparação, entre os cenários C0, C1 e C2, dos deslocamentos horizontais na parede de contenção nas fases de escavação (a, b, c, d) e deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção na última fase de escavação (f).

Tabela 4.11: Cargas nas ancoragens - Cenário C2

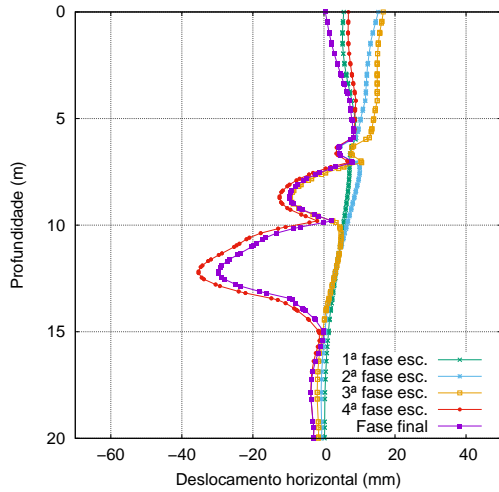
Cargas nas ancoragens - Cenário C2 (kN)				
Fase	Ancoragem 1	Ancoragem 2	Ancoragem 3	Ancoragem 4
7	745,90	-	-	-
8	774,58	-	-	-
9	721,88	734,50	-	-
10	738,09	760,78	-	-
11	713,61	708,05	721,50	-
12	727,64	726,98	754,61	-
13	717,64	702,03	702,06	677,60
14	719,39	699,46	692,40	652,48

Tabela 4.12: Deslocamentos máximos no cenário C2

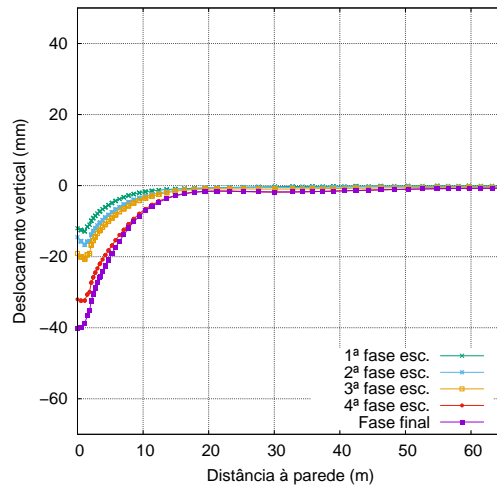
Fase	Deslocamentos máximos (mm)		
	Parede Desl. horizontal	Tardoz da parede Desl. vertical	Fachada Desl. horizontal
1ª fase de escavação	9,05	-12,93	48,43
2ª fase de escavação	15,32	-16,72	84,24
3ª fase de escavação	16,74	-20,70	72,68
4ª fase de escavação	-35,31	-32,41	38,67
Fase final	-29,73	-40,15	0,53

Da análise das figuras 4.20 e 4.21 e das tabelas 4.11 e 4.12 é possível retirar as seguintes conclusões:

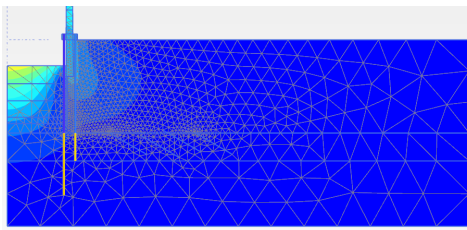
- Constata-se que o facto de preservar a fachada no cenário C2, induz uma ligeira diminuição de deslocamentos horizontais na zona mais superficial da parede de contenção, comparativamente ao cenário C1 na 1ª fase de escavação. Em fases de escavação posteriores, observa-se que a preservação da fachada permite reduzir os deslocamentos horizontais da parede de contenção face ao cenário C1 ao longo da profundidade;
- No cenário C2 observa-se que ao longo da escavação surgem assentamentos do terreno em todas as fases de escavação ao contrário do verificado no cenário C1;
- Na 4ª fase de escavação verifica-se que a preservação da fachada permite reduzir os deslocamentos verticais no tardoz da parede de contenção comparativamente ao cenário C0;
- Observa-se que os deslocamentos totais mais elevados, tal como nas situações anteriores, localizam-se no interior da escavação;
- Relativamente às ancoragens, verifica-se uma variação máxima de cargas nas ancoragens de 6,80% na ancoragem 1 enquanto que na ancoragem 2 e 3 observa-se uma variação de 6,90% e de 7,00%, respetivamente;
- Verifica-se, na figura 4.20 (h), que na 1ª fase de escavação, a fachada desloca-se no sentido contrário da escavação. Na 2ª fase de escavação, observa-se que a fachada continua a deslocar-se no sentido contrário da escavação, onde atinge o valor máximo (84,24mm). Este aspeto é justificado pelo facto de, na fase anterior, ter sido aplicado o pré-esforço na parede de contenção, surgindo consequentemente, deslocamento da fachada nesse sentido;
- Em fases posteriores, é possível constatar que a fachada, ao longo das fases de escavação, apresenta tendência a recuperar a sua posição inicial, deslocando-se para o sentido de escavação.



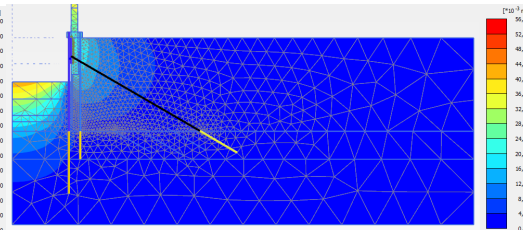
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção



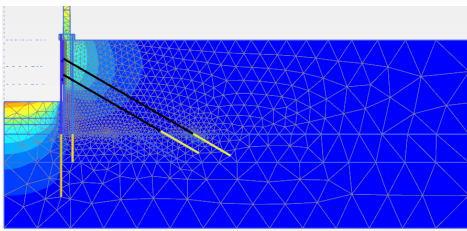
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção



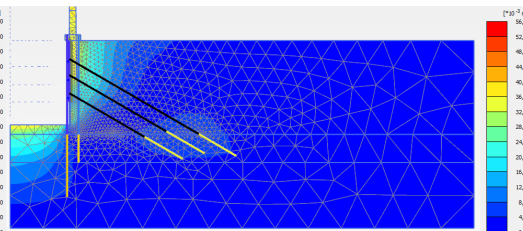
(c) Deslocamentos totais: 1ª fase de escavação



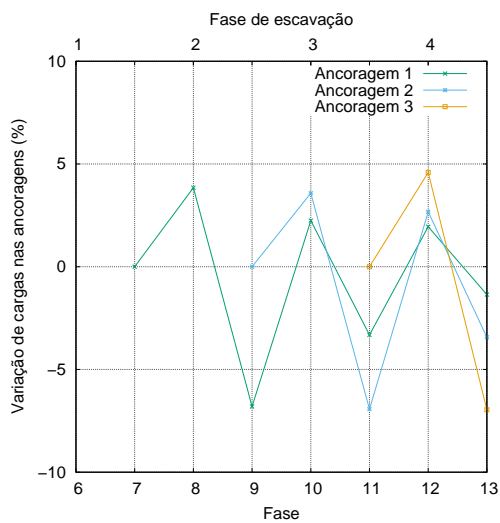
(d) Deslocamentos totais: 2ª fase de escavação



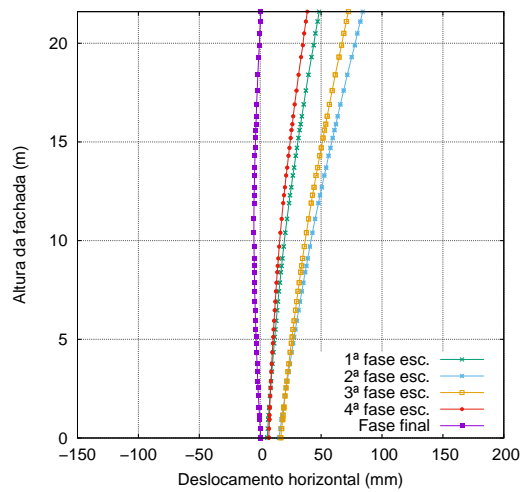
(e) Deslocamentos totais: 3ª fase de escavação



(f) Deslocamentos totais: 4ª fase de escavação

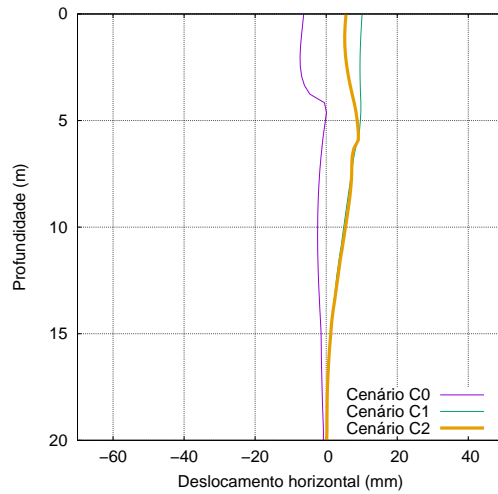


(g) Variação de cargas nas ancoragens

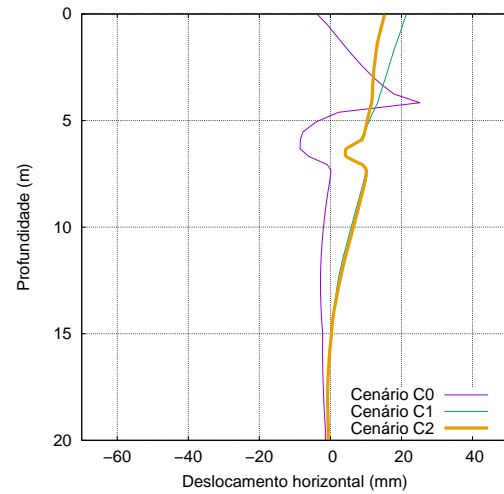


(h) Deslocamentos horizontais da fachada

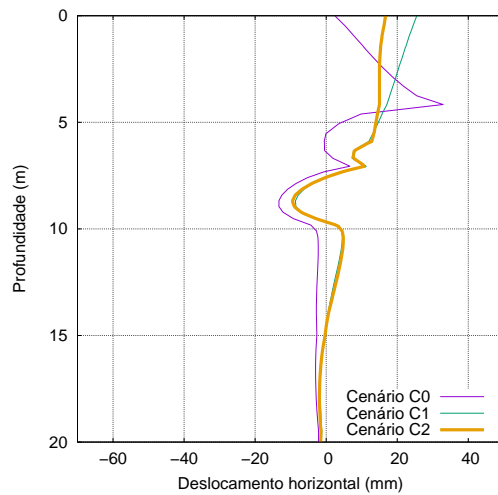
Figura 4.20: Resultados do Cenário C2



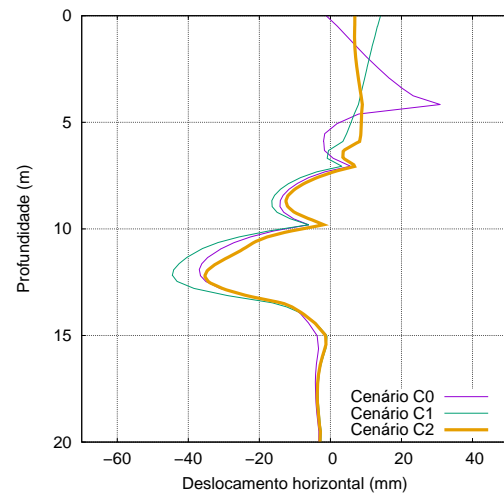
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 1ª fase de escavação



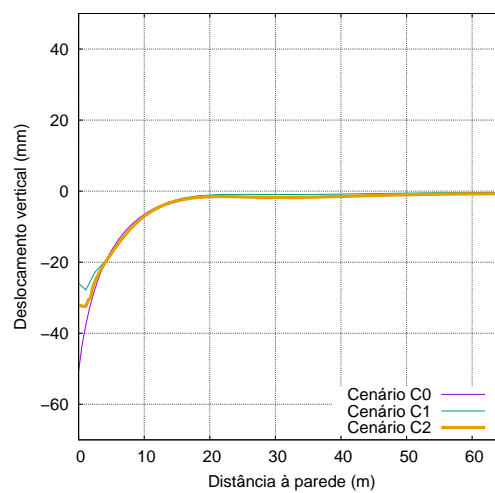
(b) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 2ª fase de escavação



(c) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 3ª fase de escavação



(d) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(e) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção: 4ª fase de escavação

Figura 4.21: Comparação entre os cenários C0, C1 e C2

Tabela 4.13: Cargas nas ancoragens - Cenário C3

Cargas nas ancoragens - Cenário C3 (kN)				
Fase	Ancoragem 1	Ancoragem 2	Ancoragem 3	Ancoragem 4
7	745,90	-	-	-
8	774,60	-	-	-
9	721,80	734,50	-	-
10	737,72	760,84	-	-
11	713,24	708,11	721,50	-
12	726,52	726,60	754,38	-
13	717,16	698,04	703,02	677,60
14	717,50	697,13	689,21	670,69

4.5 Cenário C3

4.5.1 Parâmetros de modelação

O cenário C3 é semelhante ao cenário C2, sendo que a diferença reside apenas no facto de a fachada ter sido modelada com o critério de **Mohr-Coulomb**, mantendo-se desta forma todos os pressupostos supra-mencionados do cenário C2. As características tidas em consideração para a modelação da fachada são as indicadas na tabela 4.7.

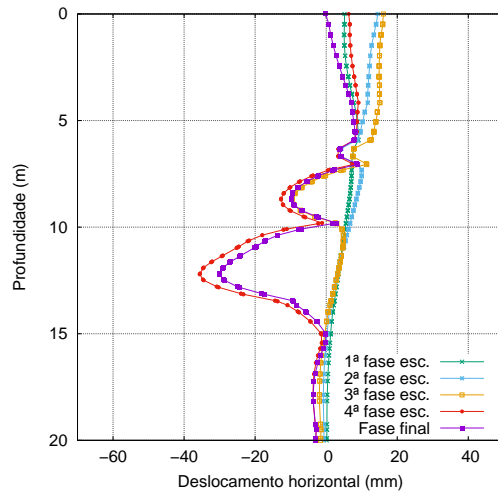
4.5.2 Resultados

Na figura 4.22 são apresentados os resultados obtidos no cenário C3 para os deslocamentos horizontais da parede de contenção (a) e deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção (b) para as fases de escavação e fase final. Na mesma figura encontram-se representados os deslocamentos totais (c, d, e, f) para as fases de escavação, variação de cargas nas ancoragens (g) e deslocamentos horizontais da fachada nas fases de escavação (h). Por outro lado, nas tabelas 4.13 e 4.14 são indicadas as cargas nas ancoragens em todas as fases e os deslocamentos máximos obtidos nas diferentes fases de escavação e fase final, respetivamente. As cargas nas ancoragens têm em conta um espaçamento de 2,50m.

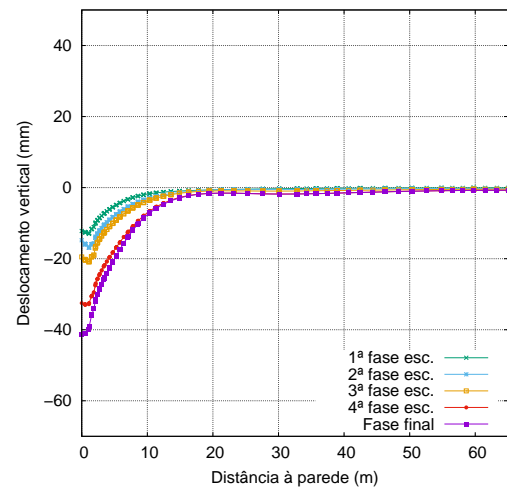
A figura 4.23 representa a comparação, entre os cenários C0, C1, C2 e C3, dos deslocamentos horizontais da parede de contenção e deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção na 4ª fase de escavação (a, b). Na mesma figura, encontram-se ainda representados os deslocamentos horizontais da fachada na 4ª fase de escavação (d) e na fase de escavação crítica (e), isto é, na fase onde se verificam maiores deslocamentos.

Da análise das figuras 4.22 e 4.23 e das tabelas 4.13 e 4.14 é possível constatar o seguinte:

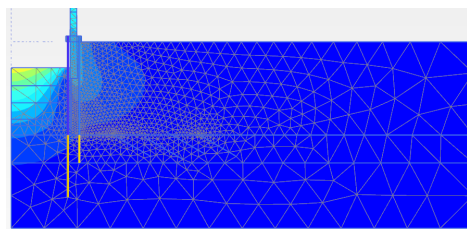
- Os deslocamentos horizontais da parede de contenção e os deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção são idênticos aos verificados no cenário C2;



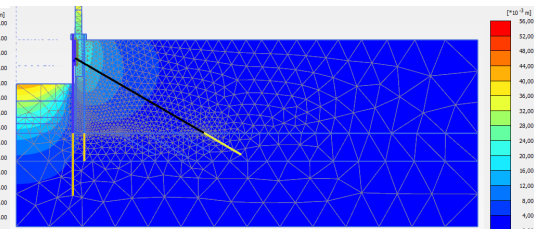
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção



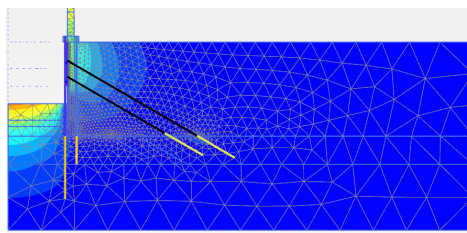
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção



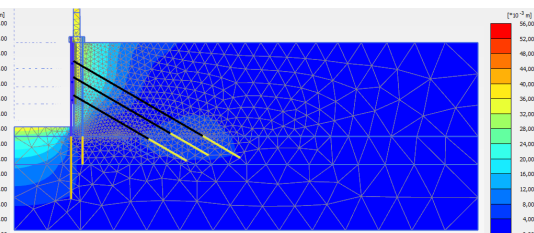
(c) Deslocamentos totais: 1ª fase de escavação



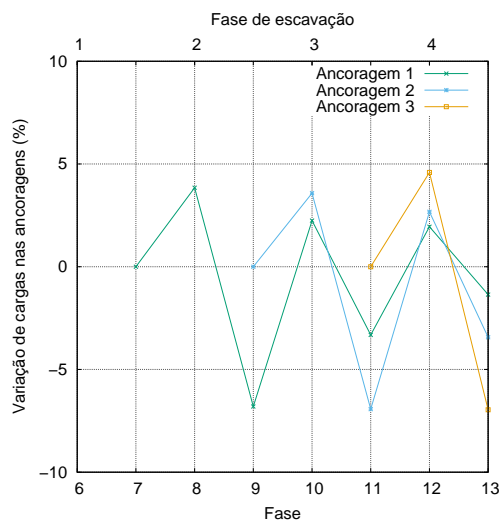
(d) Deslocamentos totais: 2ª fase de escavação



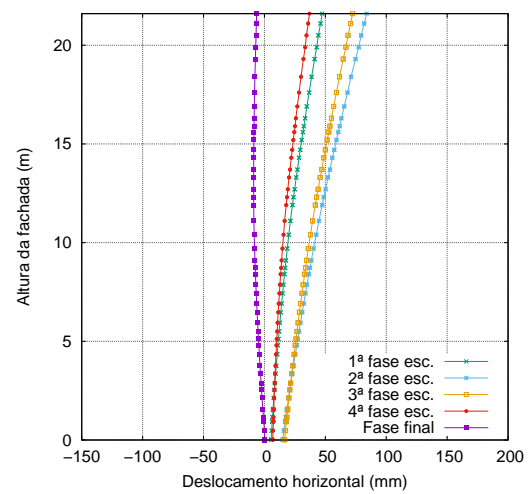
(e) Deslocamentos totais: 3ª fase de escavação



(f) Deslocamentos totais: 4ª fase de escavação



(g) Variação de cargas nas ancoragens

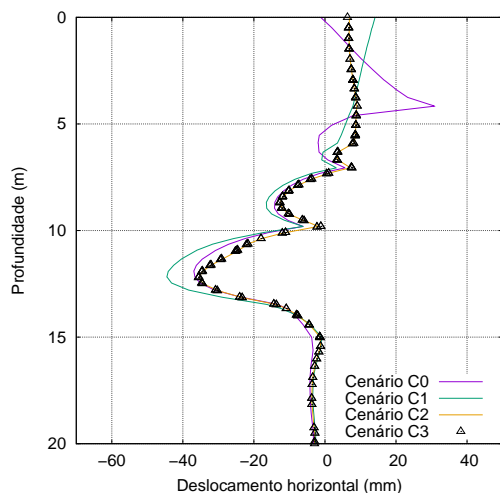


(h) Deslocamentos horizontais da fachada

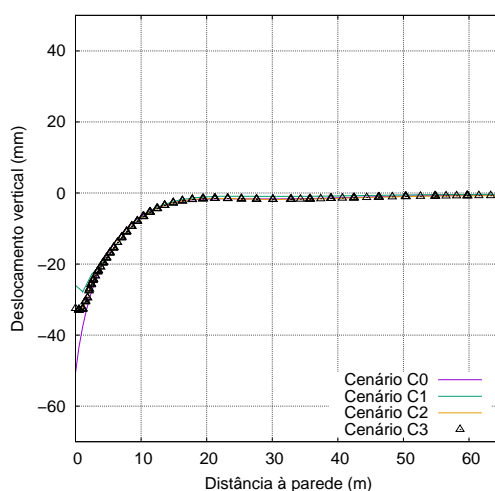
Figura 4.22: Resultados do Cenário C3

Tabela 4.14: Deslocamentos máximos no cenário C3

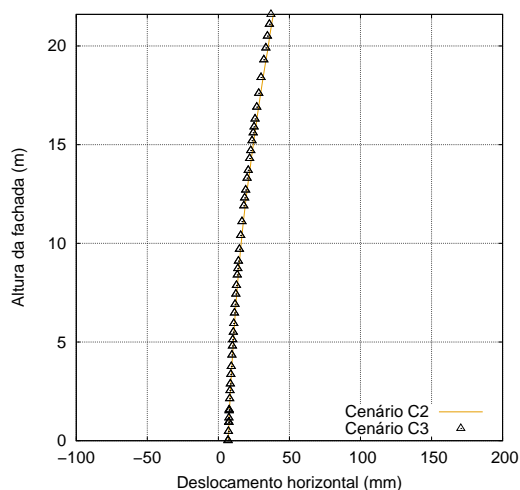
Deslocamentos máximos (mm)			
Fase	Parede Desl. horizontal	Tardoz da parede Desl. vertical	Fachada Desl. horizontal
1ª fase de escavação	9,05	-12,99	47,43
2ª fase de escavação	14,61	-16,88	83,94
3ª fase de escavação	16,16	-20,83	72,44
4ª fase de escavação	-35,38	-32,88	36,96
Fase final	-29,82	-41,07	-6,43



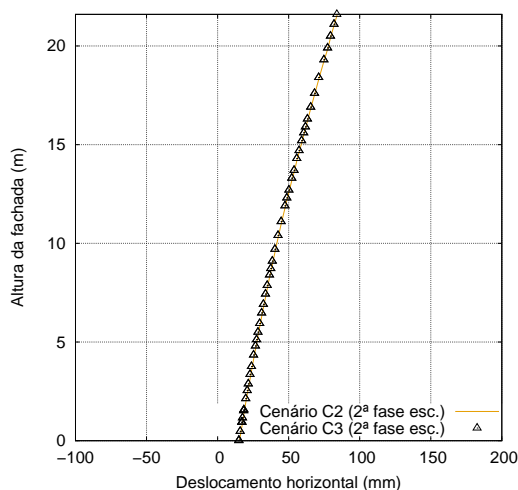
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação



(d) Deslocamentos horizontais da fachada: Fase crítica

Figura 4.23: Comparação entre os cenários C0, C1, C2 e C3

Tabela 4.15: Parâmetros de modelação das microestacas da estrutura de contenção de fachada

EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
80325,00	68,73	0,03	0,30

- Da mesma forma verifica-se que os deslocamentos horizontais da fachada obtidos no cenário C3 apresentam semelhanças com o cenário C2. Desta análise é possível concluir que o tipo de comportamento da fachada não influencia o respetivo deslocamento. Este aspeto é justificado pelo facto da fachada (no cenário C3) quando sujeita aos deslocamentos impostos não atingir o regime plástico;
- A variação de carga nas ancoragens não sofre variações significativas face ao cenário C2;
- Quanto aos deslocamentos totais verifica-se que, mais uma vez, estes ocorrem com maior intensidade no interior da escavação, tal como nos cenários anteriores.

4.6 Cenário C4

4.6.1 Parâmetros de modelação

O cenário C4 caracteriza-se pela introdução, na modelação numérica, da estrutura de contenção de fachada (ECF). Esta estrutura, caracterizada por ser uma estrutura metálica, é apoiada em maciços de betão armado, que por sua vez assentam em microestacas. A figura 4.24 indica as dimensões tidas em consideração para o modelo de elementos finitos.

- **Microestacas da fundação da ECF**

As microestacas da fundação da ECF são do tipo N80 (API 5A) $\phi 88,9 \times 6,5$ mm e encontram-se dispostas com espaçamento médio de 4,40m e comprimento 15,00m. Os valores considerados são apresentados na tabela 4.15.

- **Comprimento de selagem das microestacas**

Relativamente ao comprimento de selagem das microestacas exteriores, foi considerado um diâmetro de furo de 6" preenchido com calda de cimento com módulo de elasticidade de 25,00GPa, tendo sido obtido um valor de EA igual a 103644,70kN/m.

- **Maciço de betão armado**

Os maciços de betão armado onde a estrutura metálica é assente são de classe C30/37 e encontram-se dispostos, aproximadamente, de 5,10m. Desta forma, o módulo de elasticidade equivalente é de 6,50GPa e o seu peso volúmico é de

$4,90\text{kN/m}^3$. Este elemento é modelado com comportamento linear e apresenta uma altura de $1,00\text{m}$ e largura de $4,00\text{m}$.

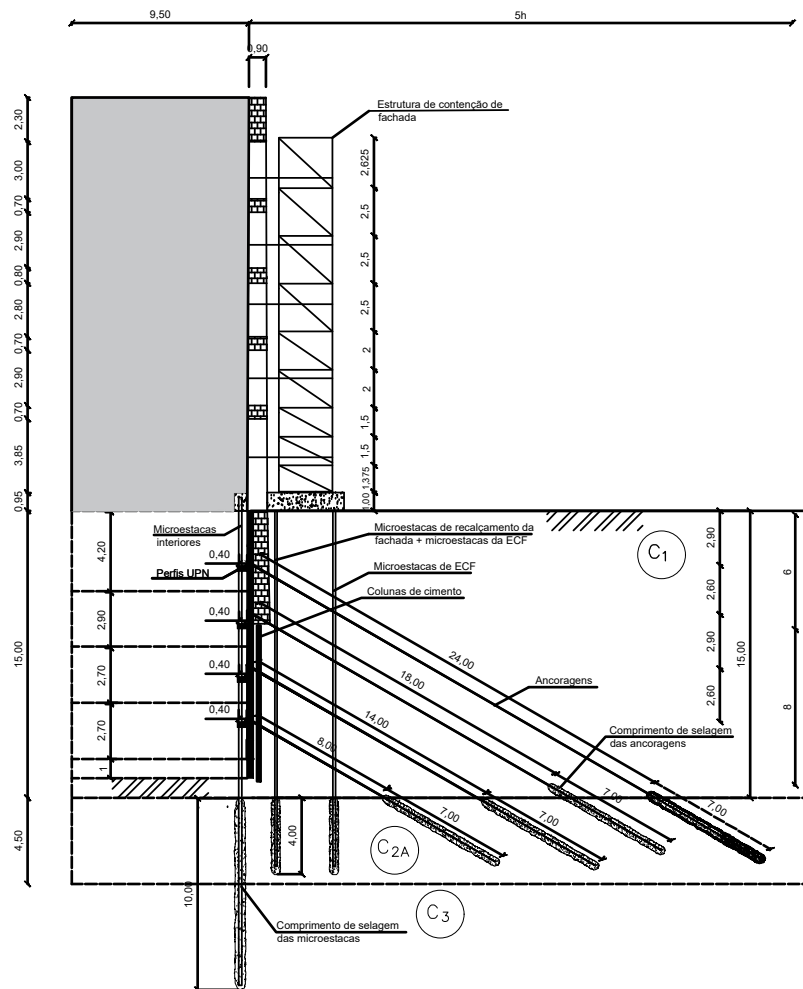


Figura 4.24: Cenário C4 e C6

• Estrutura de Contenção de Fachada (ECF)

A estrutura metálica é dividida numa série de conjuntos de barras tal como se observou na secção 3.3.3 e que se observar igualmente na figura 4.25. A estrutura metálica é constituída por aço com módulo de elasticidade de $210,00\text{GPa}$ e peso volúmico de $78,00\text{kN/m}^3$. Todos os elementos descritos de seguida são modelados com **comportamento linear**.

Barras U120

A modelação relativa às barras U120 requereu algumas adaptações, uma vez que este elemento se localiza no plano perpendicular ao plano de estudo. Desta forma, a solução adotada consistiu em simular um elemento retangular com uma

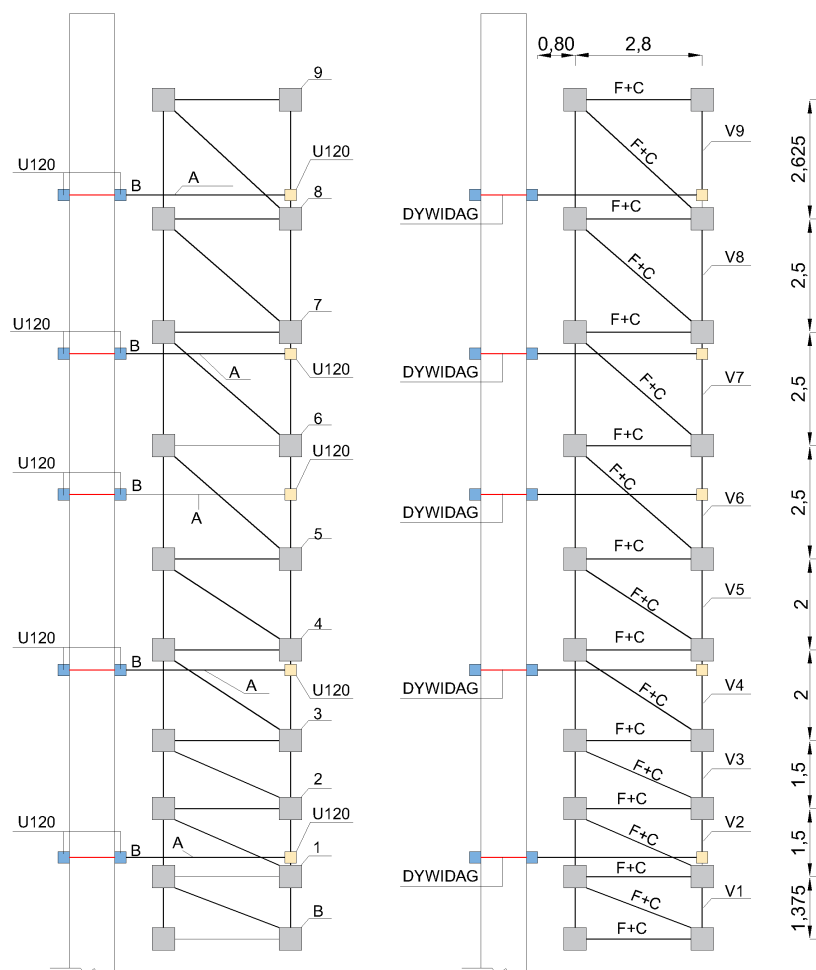


Figura 4.25: Exemplificação da modelação da ECF

área conhecida e corrigir de seguida o seu módulo de elasticidade e o respetivo peso volúmico. Assim, e tendo em consideração que este perfil apresenta uma secção transversal com altura de 0,162m, largura de 0,120m e uma área total de 34,00cm², reproduziu-se um elemento na modelação com uma altura de 0,162m e uma largura de 0,021m. Desta forma, o módulo de elasticidade corrigido é de 209,90GPa e o seu peso volúmico corrigido de 77,95kN/m³. No caso das barras U120 que não se encontram junto à fachada é necessário ter em conta a largura de influência (4,40m) para o cálculo módulo de elasticidade e peso volúmico. Deste modo obteve-se 47,70GPa e 17,71kN/m³ para o módulo de elasticidade e peso volúmico, respetivamente.

Barras SLS no plano ortogonal ao plano de modelação (B, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9)

Tal como as barras U120, algumas barras SLS não se encontram no plano da modelação e como tal é necessário proceder a algumas adaptações para que seja possível reproduzir o efeito das mesmas. Desta forma, procedeu-se ao cálculo

Tabela 4.16: Parâmetros de modelação das barras B,1,2,3,4,5,6 e 7

Barra	A_{eq}/L_{inf} (m ² /m)	$E_{corrigido}$ (kN/m/m)	$\gamma_{corrigido}$ (kN/m ³)
B	2,90E-4	7,71E+6	2,86
1	2,61E-4	1,02E+7	3,79
2	3,83E-4	1,02E+07	3,78
3	3,76E-4	9,99E+06	3,71
4	3,70E-4	9,82E+06	3,65
5	3,63E-4	9,65E+06	3,58
6	3,57E-4	9,48E+06	3,52
7	3,57E-4	9,48E+06	3,52
8	3,57E-4	9,47E+06	3,52
9	2,76E-4	7,34E+06	2,73

de uma área equivalente para cada tipo de barra, tendo em consideração a sua respetiva influência uma vez que existem barras que se encontram dispostas de forma oblíqua. Para o caso das barras dispostas horizontalmente utilizou-se a seguinte equação para a definição da área equivalente (A_{eq}):

$$A_{eq} = \frac{2L_{fuso}A_{fuso} + L_{central}A_{central}}{L_{Total}} \quad (4.5)$$

Sendo que L_{fuso} representa o comprimento da zona de fuso, A_{fuso} representa a área do fuso, $L_{central}$ representa o comprimento da área central e $A_{central}$ representa a área da zona central da barra.

Para as barras dispostas obliquamente procedeu-se de forma idêntica ao mencionado anteriormente. No entanto, teve-se em conta a sua ponderação pelo coseno do ângulo que a barra faz com a horizontal, através da seguinte expressão:

$$A_{eq} = \frac{2L_{fuso}A_{fuso} + L_{central}A_{central}}{2L_{Total}} \cos(\alpha) \quad (4.6)$$

De seguida, procedeu-se à soma das áreas provenientes das barras que convergem em cada nó. Neste caso optou-se pela modelação de um elemento quadrado com largura do comprimento igual ao diâmetro da zona central da barra SLS (88,90mm). O elemento representativo destas barras tem, desta forma, uma área de 79,03cm². Tendo este aspeto em consideração, é possível corrigir o módulo de elasticidade e o peso volúmico, tendo em conta a largura de influência destas barras (5,70m). A tabela 4.16 apresenta os valores considerados para cada zona.

Barras verticais (V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7, V8 e V9)

A fim de definir as barras que se encontram dispostas verticalmente é necessário,

Tabela 4.17: Parâmetros de modelação das barras V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7, V8 e V9

Barra	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
V1	2,74E+05	1676,74	0,10	0,30
V2	2,75E+05	1677,93	0,10	0,30
V3	2,75E+05	1677,93	0,10	0,30
V4	2,78E+05	1680,13	0,10	0,30
V5	2,78E+05	1680,13	0,10	0,30
V6	2,81E+05	1681,87	0,10	0,30
V7	2,81E+05	1681,87	0,10	0,30
V8	2,81E+05	1681,87	0,10	0,30
V9	2,81E+05	1682,25	0,10	0,30

Tabela 4.18: Parâmetros de modelação das barras F e C

Barra	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
Fuso	37471,50	8,39	0,014	0,30
Central	61501,91	54,31	0,02	0,30

mais uma vez, ter em consideração a influência das barras que se encontram no plano ortogonal ao plano de modelação. Desta forma, procedeu-se de forma semelhante ao indicado anteriormente. No entanto, procedeu-se à multiplicação pelo seno do ângulo que a barra faz com a horizontal. Estes elementos foram modelados como “plate” e, desta forma é necessário ainda definir a inércia equivalente, através da equação seguinte:

$$I_{eq} = \frac{2L_{fuso}I_{fuso} + L_{central}I_{central}}{2L_{Total}} \sin(\alpha) \quad (4.7)$$

É necessário ainda somar a contribuição das barras RCS. Uma vez que se está a modelar como elemento “plate” somaram-se diretamente as rigidezes axiais, rigidezes de flexão, peso próprio e teve-se em consideração uma largura de influência de 4,50m. A tabela 4.17 apresenta os valores adotados.

Barras no plano da modelação (F+C)

As barras presentes no plano de modelação são do tipo SLS e neste caso não é necessária qualquer adaptação. Contudo, é necessário ter em consideração que estas barras são compostas pela zona de fuso e zona central, em que a zona de fuso tem um comprimento de 0,528m a partir de cada extremidade. Estes elementos são modelados como “plate” com os parâmetros indicados na tabela 4.18, tendo em consideração uma largura de influência com o valor de 4,50m.

Barras de ligação à fachada (A+B)

A ligação da ECF aos perfis U120 é conseguida através de barras SLS. A tabela

Tabela 4.19: Parâmetros de modelação das barras A e B

Barra	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
A	50944,70	39,28	0,02	0,30
B	98749,20	67,42	0,04	0,30

4.19 apresenta os valores utilizados na modelação, que têm em consideração uma largura de influência de 4,50m.

Barras DYWIDAG

A ligação dos perfis U120 é solidarizada, na fachada, por barras DYWIDAG. Estas barras são modeladas como “plate” e encontram-se dispostas com espaçamento médio de 1,40m. Os valores tidos em consideração na modelação apresentam-se na tabela 4.20.

Tabela 4.20: Parâmetros de modelação das barras DYWIDAG

EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	w (kN/m/m)	ν
25371,20	0,36	0,01	0,30

4.6.2 Malha de elementos finitos e faseamento construtivo

Na figura 4.26 encontra-se representada a malha de elementos finitos do cenário C4. O faseamento construtivo tido em consideração para a modelação deste cenário é o indicado de seguida, tal como ilustrado nas figuras 4.27 e 4.28.

- **Fase 1:** Execução das colunas de cimento.
- **Fase 2:** Execução da fiada de microestacas exteriores e microestacas da estrutura de contenção de fachada.
- **Fase 3:** Execução das vigas de recalçamento exteriores, maciço de betão armado da estrutura de contenção de fachada e demolição parcial do edifício.
- **Fase 4:** Montagem da estrutura de contenção de fachada e ligação à fachada a preservar.
- **Fase 5:** Instalação da fiada de microestacas interiores e vigas de recalçamento interiores.
- **Fase 6:** Demolição total do edifício.
- **Fase 7:** Escavação do 1º painel.
- **Fase 8:** Betonagem do 1º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 1º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 9:** Escavação do 2º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.

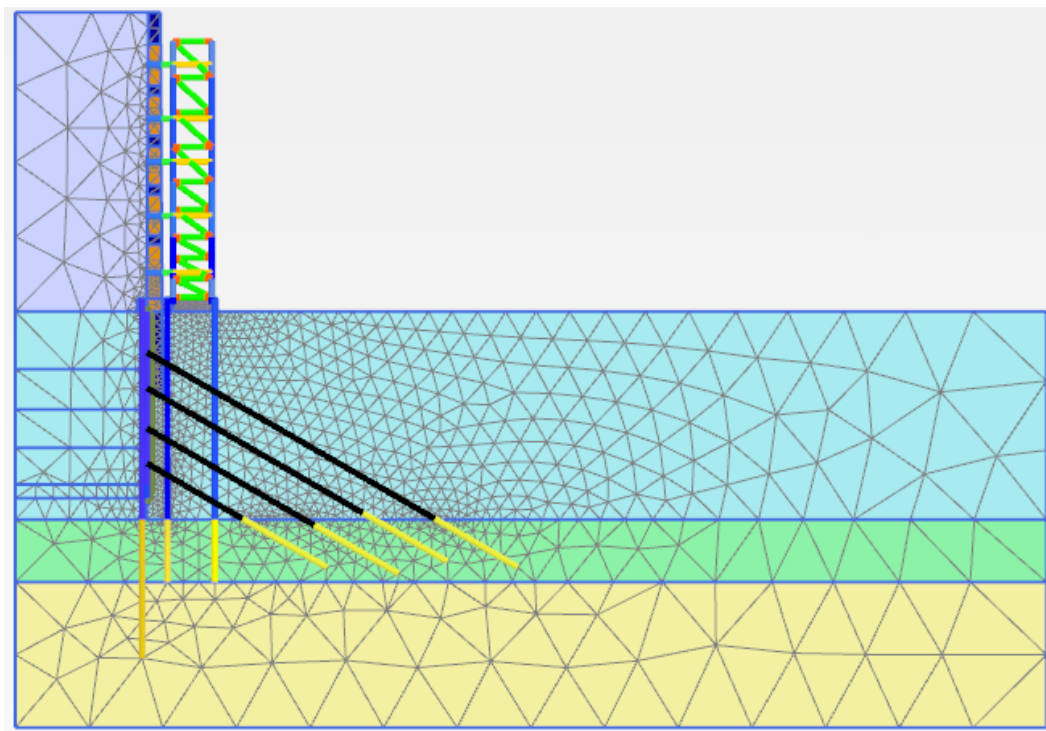


Figura 4.26: Malha de elementos finitos: Cenário C4

- **Fase 10:** Betonagem do 2º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 2º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 11:** Escavação do 3º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.
- **Fase 12:** Betonagem do 3º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 3º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 13:** Escavação do 4º painel e ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.
- **Fase 14:** Betonagem do 4º painel. Ativação do bolbo de selagem, comprimento livre no 4º nível e aplicação do pré-esforço.
- **Fase 15:** Ligação das microestacas interiores ao painel de betão armado com recurso a perfis metálicos.

4.6.3 Resultados

Na figura 4.29 são apresentados os resultados obtidos no cenário C4 para os deslocamentos horizontais da parede de contenção (a) e deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção (b) para as fases de escavação e fase final. Na mesma figura encontram-se ilustrados os deslocamentos totais (c, d, e, f) nas 4 primeiras fases de escavação, a variação de cargas nas ancoragens (g) e os deslocamentos horizontais da fachada nas diversas fases

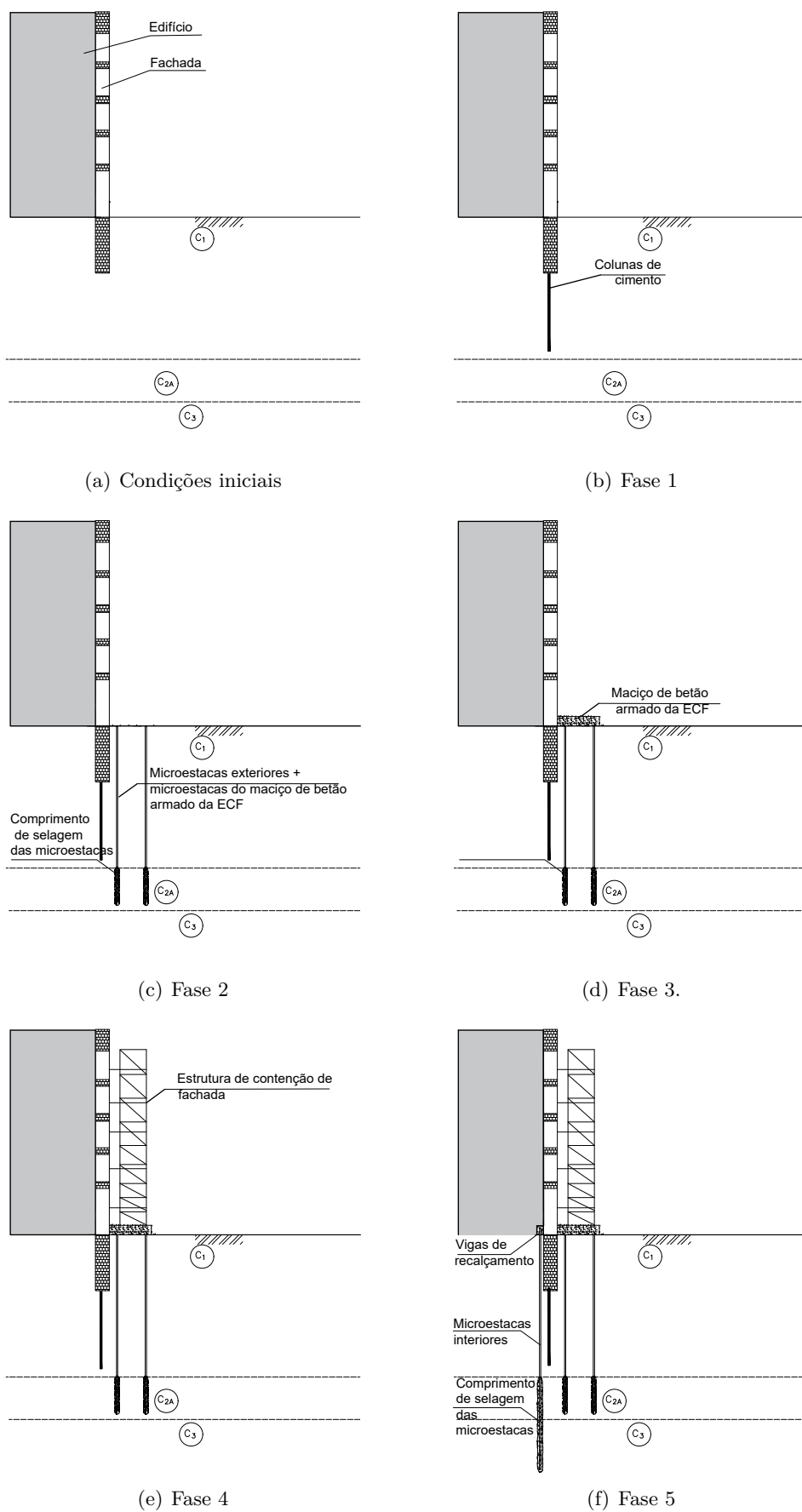


Figura 4.27: Faseamento construtivo - Cenários C4 e C6

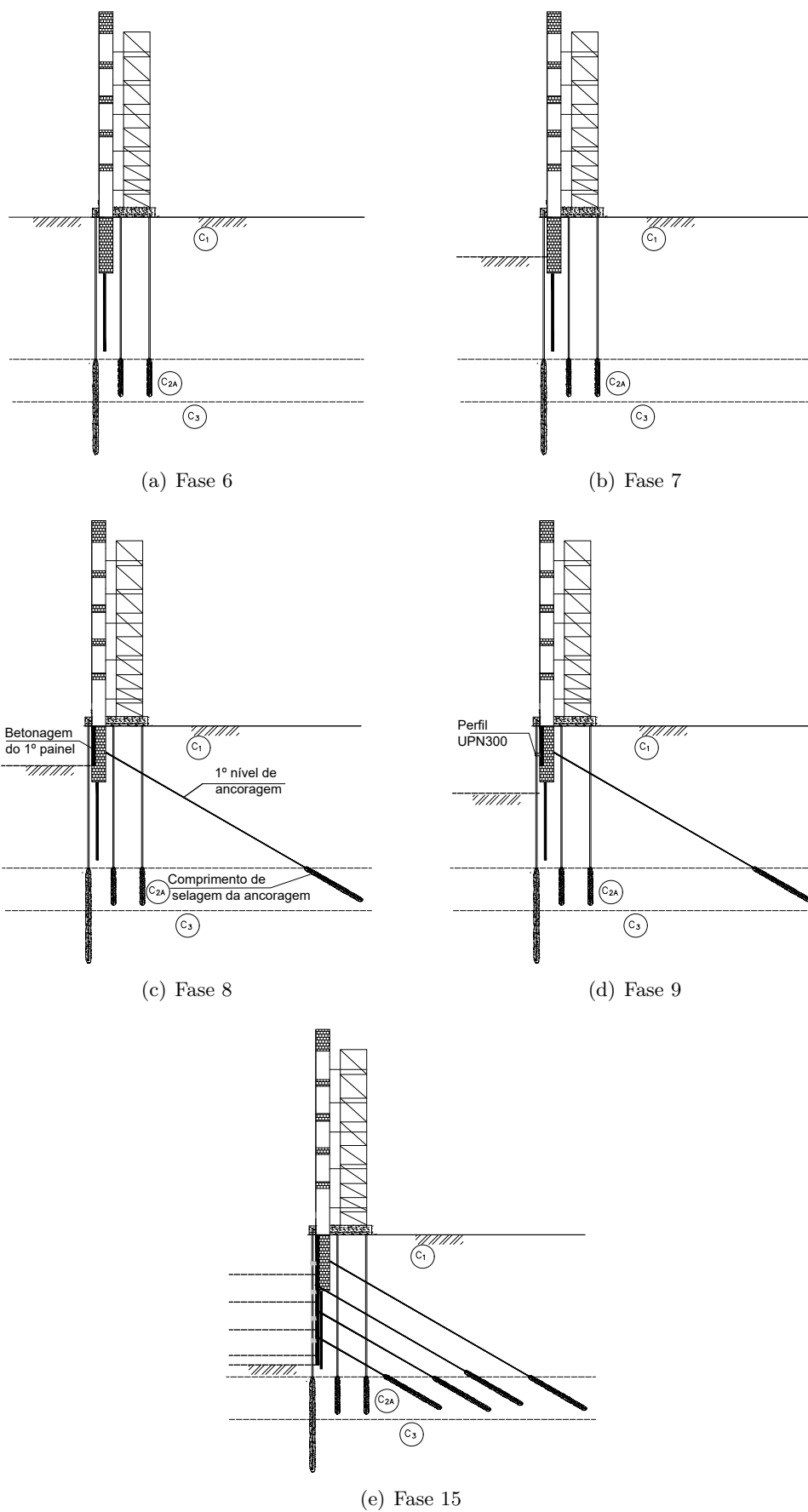


Figura 4.28: Faseamento construtivo - Cenários C4 e C6

Tabela 4.21: Cargas nas ancoragens - Cenário C4

Cargas nas ancoragens - Cenário C4 (kN)				
Fase	Ancoragem 1	Ancoragem 2	Ancoragem 3	Ancoragem 4
8	745,90	-	-	-
9	775,00	-	-	-
10	722,16	734,50	-	-
11	738,70	759,25	-	-
12	712,82	706,10	721,50	-
13	729,68	726,77	755,12	-
14	719,13	695,79	687,52	677,60
15	719,13	695,77	687,49	677,53

Tabela 4.22: Deslocamentos máximos no cenário C4

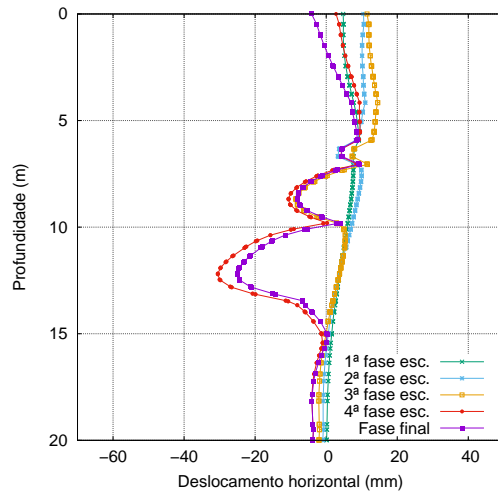
Deslocamentos máximos (mm)			
Fase	Parede	Tardoz da parede	Fachada
	Desl. horizontal	Desl. vertical	Desl. horizontal
1ª fase de escavação	9,17	-15,54	3,63
2ª fase de escavação	10,96	-18,69	6,62
3ª fase de escavação	14,48	-22,24	-6,11
4ª fase de escavação	-30,40	-32,19	-38,95
Fase final	-25,03	-42,10	-78,56

escavação e fase final (h). Por outro lado, nas tabelas 4.21 e 4.22 são indicadas as cargas nas ancoragens em todas as fases e os deslocamentos máximos obtidos nas diferentes fases de escavação e na fase final, respetivamente. As cargas nas ancoragens têm em conta um espaçamento de 2,50m.

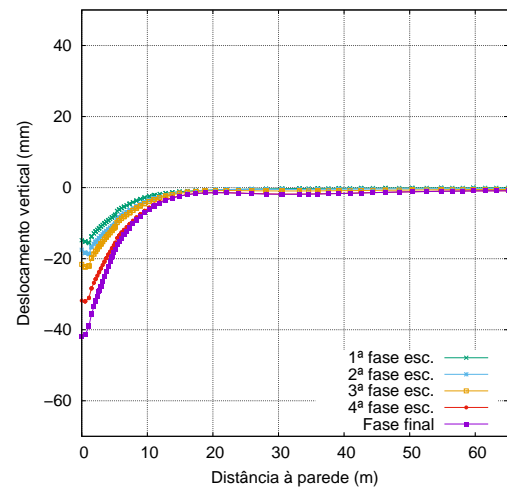
A figura 4.30 representa a comparação, entre os cenários C0, C1, C2, C3 e C4, dos deslocamentos horizontais da parede de contenção e deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção na 4ª fase de escavação (a, b). Na mesma figura encontram-se representados os deslocamentos horizontais da fachada na 4ª fase de escavação (c) e na fase de escavação crítica (d).

Da análise das figuras 4.29 e 4.30, assim como das tabelas 4.21 e 4.22, é possível constatar o seguinte:

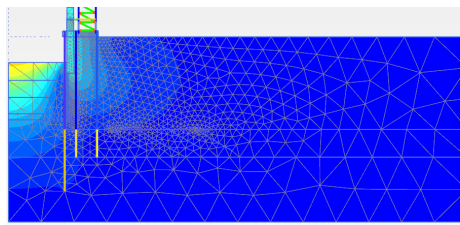
- Os deslocamentos horizontais da parede de contenção apresentam semelhanças aos verificados nos cenários C2 e C3, divergindo ligeiramente na zona mais superficial da escavação e na do 4º nível de escavação;
- Relativamente aos deslocamentos verticais no tardoz da parede de contenção, não se observam diferenças significativas face aos cenários C2 e C3;
- No cenário C4, é possível observar que até à 3ª fase escavação (inclusive) a estrutura de contenção de fachada limita os deslocamentos da fachada, impossibilitando que a mesma se desloque mais do que 6,62mm. Contudo, a



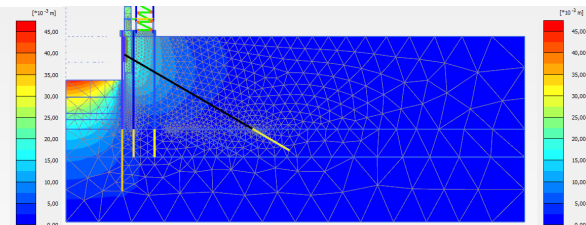
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção



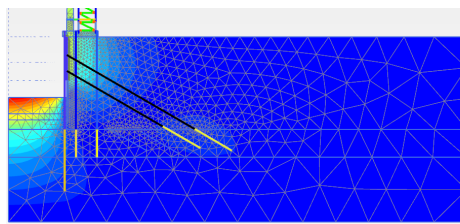
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção



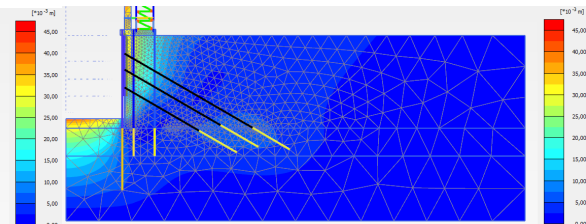
(c) Deslocamentos totais: 1ª fase de escavação



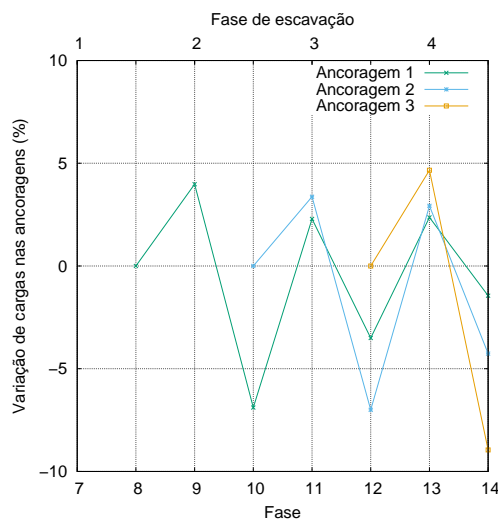
(d) Deslocamentos totais: 2ª fase de escavação



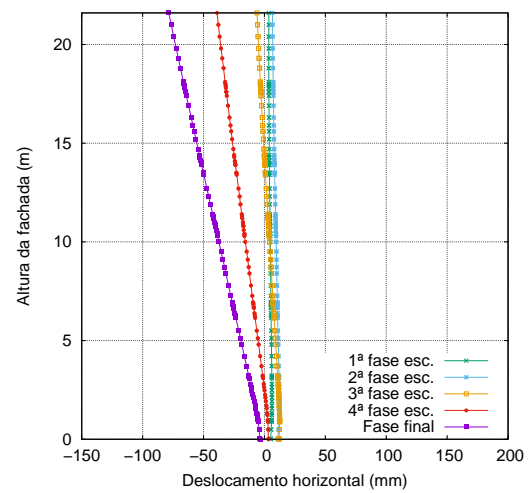
(e) Deslocamentos totais: 3ª fase de escavação



(f) Deslocamentos totais: 4ª fase de escavação

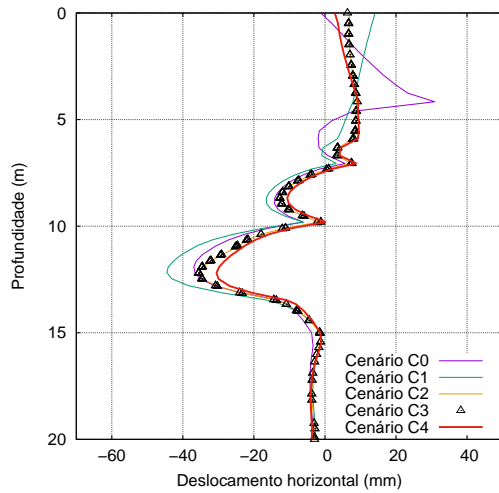


(g) Variação de cargas nas ancoragens

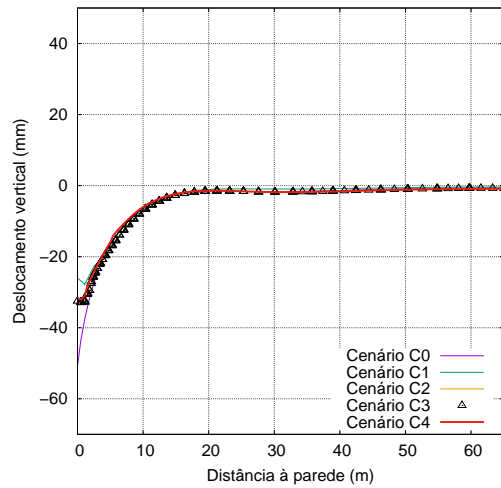


(h) Deslocamentos horizontais da fachada

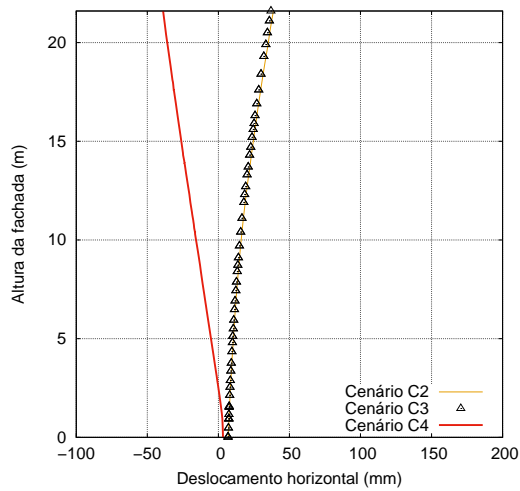
Figura 4.29: Resultados do Cenário C4



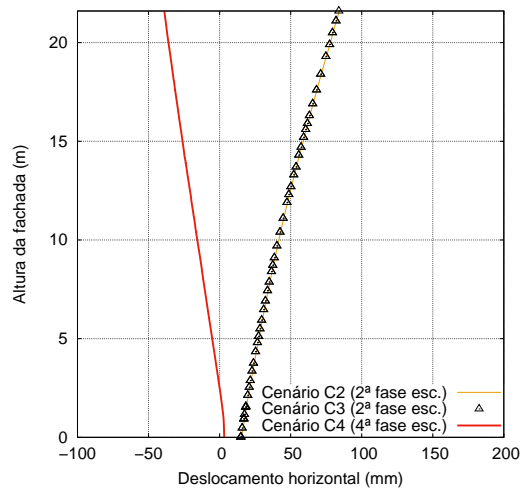
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação



(d) Deslocamentos horizontais da fachada: Fase crítica

Figura 4.30: Comparação entre os cenários C0, C1, C2, C3 e C4.

partir dessa fase de escavação, é possível constatar que surgem deslocamentos horizontais no sentido da escavação, assumindo um valor máximo de 78,56mm na fase final;

- Como seria expectável, os deslocamentos horizontais da fachada são menores para a situação com contenção de fachada (cenário C4) comparativamente à situação sem contenção de fachada (cenário C3) até à 3ª fase de escavação;
- Por outro lado, verifica-se que, na fase final, o cenário com contenção de fachada apresenta maiores deslocamentos face à situação sem contenção de fachada;
- Verifica-se ainda que a fase de escavação crítica ocorre na 4ª fase escavação ao contrário do verificado nos cenários C2 e C3 (2ª fase de escavação);
- Relativamente às cargas nas ancoragens não se verificam alterações significativas face aos cenários C2 e C3.

4.7 Cenário C5

4.7.1 Parâmetros de modelação

O cenário C5 é igual ao cenário C3, tendo em consideração os efeitos de 2ª ordem na análise.

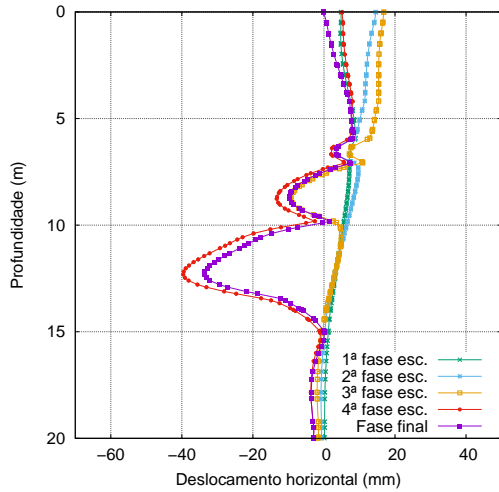
4.7.2 Resultados

Na figura 4.31 são apresentados os resultados obtidos no cenário C5 para os deslocamentos horizontais da parede de contenção (a) e deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção (b) para as fases de escavação e fase final. Na mesma figura encontram-se os deslocamentos totais nas 4 fases de escavação (c, d, e, f), variação de cargas nas ancoragens (g) e deslocamentos horizontais da fachada nas diversas fases de escavação e fase final (h). Por outro lado, nas tabelas 4.23 e 4.24 são indicadas as cargas nas ancoragens em todas as fases e os deslocamentos máximos obtidos nas diferentes fases de escavação, respetivamente. As cargas nas ancoragens têm em conta um espaçamento de 2,50m.

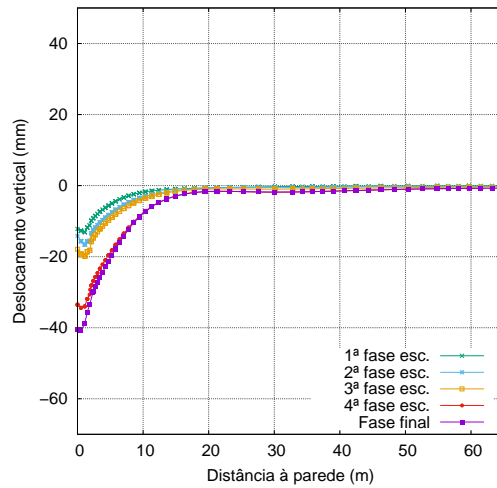
A figura 4.32 representa a comparação, entre os cenários C0, C1, C2, C3, C4 e C5, dos deslocamentos horizontais da parede de contenção e deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção na 4ª fase de escavação (a, b). Na mesma figura encontram-se representados os deslocamentos horizontais da fachada na 4ª fase de escavação (c) e na fase de escavação crítica (d).

Da análise das figuras 4.31 e 4.32 é possível constatar o seguinte:

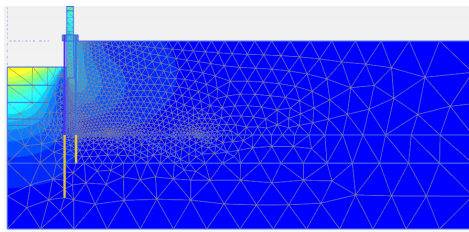
- Os resultados obtidos no cenário C5 para os deslocamentos horizontais da parede de contenção são ligeiramente superiores aos verificados no cenário C3. Este aspeto deve-se à consideração dos efeitos de 2ª ordem;



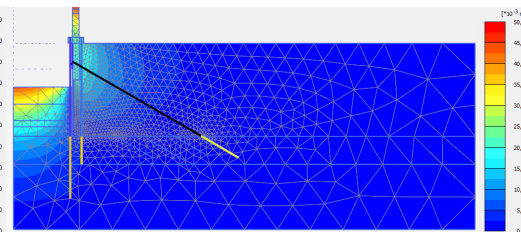
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção



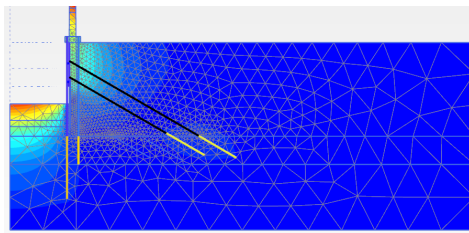
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção



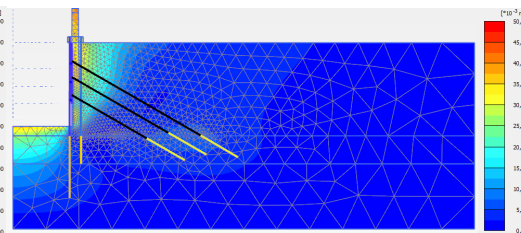
(c) Deslocamentos totais: 1ª fase de escavação



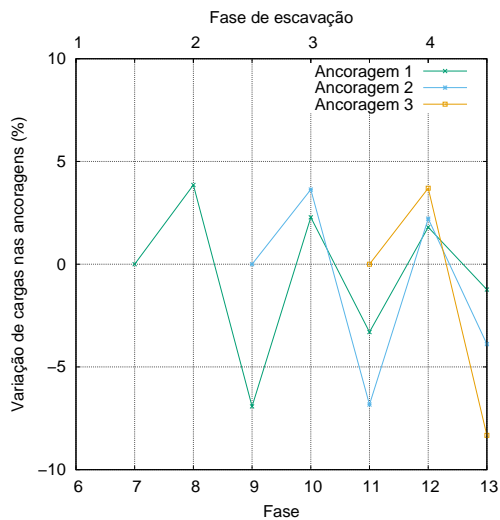
(d) Deslocamentos totais: 2ª fase de escavação



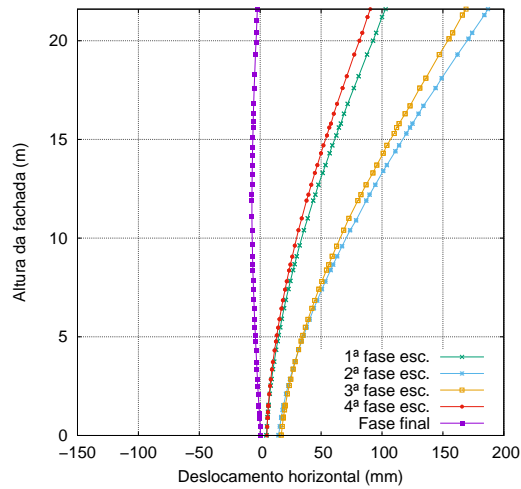
(e) Deslocamentos totais: 3ª fase de escavação



(f) Deslocamentos totais: 4ª fase de escavação

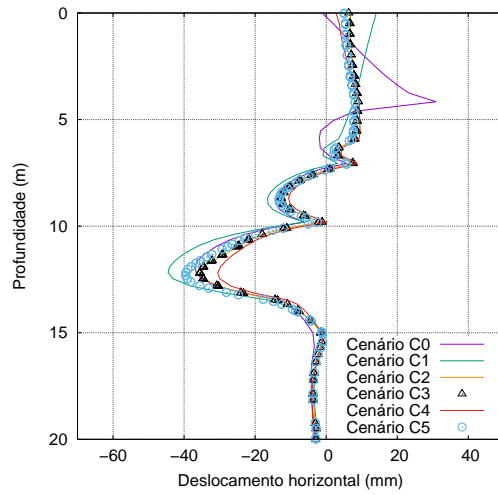


(g) Variação de cargas nas ancoragens

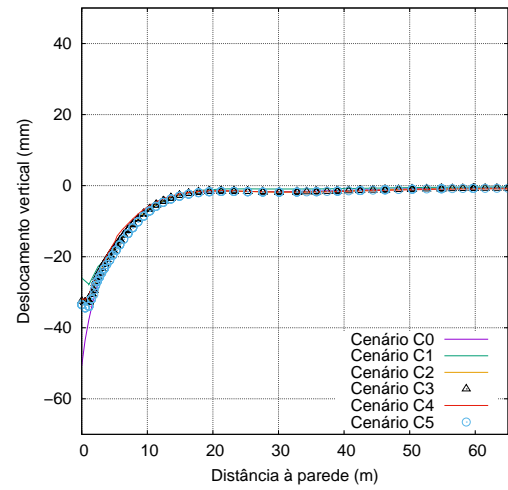


(h) Deslocamentos horizontais da fachada

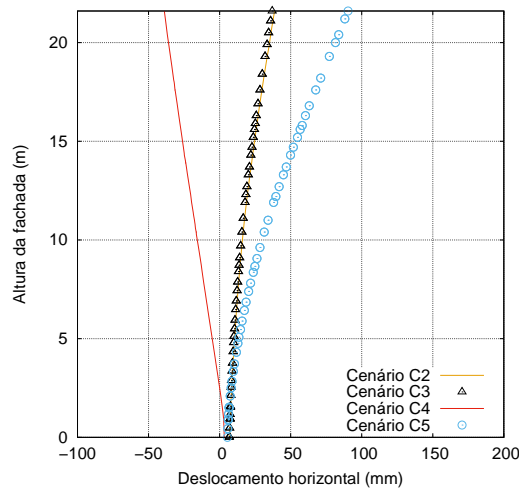
Figura 4.31: Resultados do Cenário C5



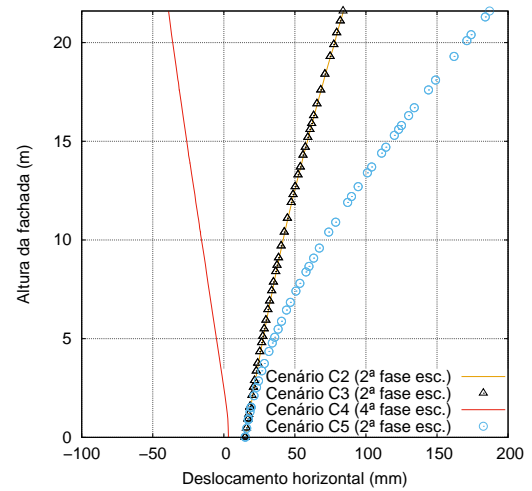
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação



(d) Deslocamentos horizontais da fachada: Fase crítica

Figura 4.32: Comparação entre os cenários C0, C1, C2, C3, C4 e C5

Tabela 4.23: Cargas nas ancoragens - Cenário C5

Cargas nas ancoragens - Cenário C5 (kN)				
Fase	Ancoragem 1	Ancoragem 2	Ancoragem 3	Ancoragem 4
7	745,90	-	-	-
8	774,67	-	-	-
9	721,06	734,50	-	-
10	737,51	761,79	-	-
11	713,15	709,19	721,50	-
12	725,99	724,94	748,18	-
13	717,02	696,74	685,87	677,60
14	717,04	696,51	685,28	676,32

Tabela 4.24: Deslocamentos máximos no cenário C5

Deslocamentos máximos (mm)			
Fase	Parede	Tardoz da parede	Fachada
	Desl. horizontal	Desl. vertical	Desl. horizontal
1ª fase de escavação	8,89	-13,13	102,53
2ª fase de escavação	14,64	-16,65	186,51
3ª fase de escavação	16,81	-19,93	168,98
4ª fase de escavação	-39,64	-34,44	90,37
Fase final	-33,61	-40,33	2,36

- Relativamente aos deslocamentos verticais da superfície do terreno não se verificam diferenças significativas face ao cenário C3;
- O comportamento da fachada no cenário C5 é idêntico ao verificado no cenário C3. Contudo, verificam-se deslocamentos mais acentuados no cenário C5 devido à consideração de efeitos de 2ª ordem. Este aumento é, face ao cenário C3, de 102,57mm na fase de escavação crítica (2ª fase);
- Quanto à variação de cargas nas ancoragens, verificam-se semelhanças com os cenários C2, C3 e C4.

4.8 Cenário C6

4.8.1 Parâmetros de modelação

O cenário C6 é igual ao cenário C4, tendo em consideração os efeitos de 2ª ordem na análise.

4.8.2 Resultados

Na figura 4.33 são apresentados os resultados obtidos no cenário C6 para os deslocamentos horizontais da parede de contenção (a) e deslocamentos verticais da superfície no tardoz da parede de contenção (b) para as fases de escavação e fase final. Da mesma forma são apresentados os deslocamentos totais (c, d, e, f)

Tabela 4.25: Cargas nas ancoragens - Cenário C6

Cargas nas ancoragens - Cenário C6 (kN)				
Fase	Ancoragem 1	Ancoragem 2	Ancoragem 3	Ancoragem 4
8	745,90	-	-	-
9	775,03	-	-	-
10	721,84	734,50	-	-
11	738,36	759,43	-	-
12	712,53	706,17	721,50	-
13	727,83	719,82	739,34	-
14	717,76	691,19	676,91	677,60
15	717,75	691,17	676,88	677,52

Tabela 4.26: Deslocamentos máximos no cenário C6

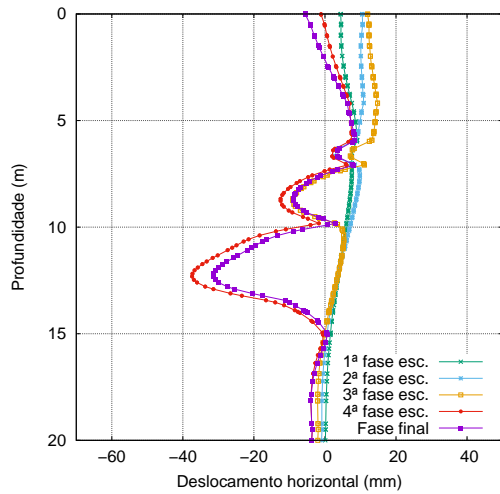
Deslocamentos máximos (mm)			
Fase	Parede	Tardo da parede	Fachada
	Desl. horizontal	Desl. vertical	Desl. horizontal
1ª fase de escavação	9,06	-15,51	1,96
2ª fase de escavação	10,95	-18,29	6,05
3ª fase de escavação	14,81	-21,33	-4,69
4ª fase de escavação	-37,70	-36,56	-60,50
Fase final	-31,37	-43,19	-88,67

nas fases de escavação, variação de cargas nas ancoragens (g) e os deslocamentos horizontais da fachada nas diversas fases de escavação e fase final (h). Por outro lado, nas tabelas 4.25 e 4.26 são indicadas as cargas nas ancoragens em todas as fases e os deslocamentos máximos obtidos nas diferentes fases de escavação, respetivamente. As cargas nas ancoragens têm em conta um espaçamento de 2,50m.

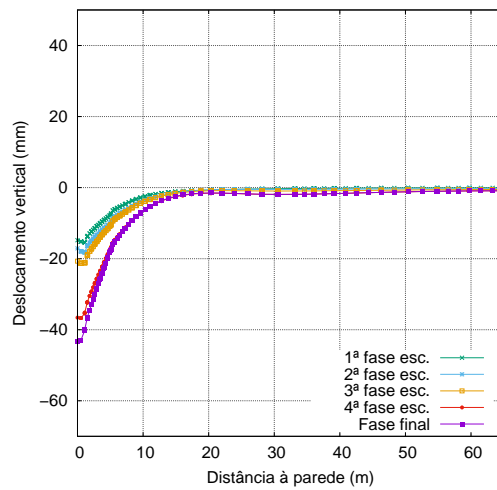
A figura 4.34 representa a comparação, entre todos os cenários, dos deslocamentos horizontais da parede de contenção e deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção na última fase de escavação (a, b). Na mesma figura, encontram-se representados os deslocamentos horizontais da fachada na 4ª fase de escavação (c) e na fase crítica (d).

Da análise das figuras 4.33 e 4.34 e das tabelas 4.25 e 4.26 é possível retirar as seguintes conclusões:

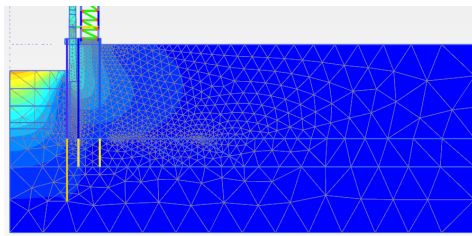
- Observa-se que os resultados dos deslocamentos da parede de contenção obtidos no cenário C6 são ligeiramente superiores aos verificados no cenário C4. Este aspeto deve-se à consideração dos efeitos de 2ª ordem na análise;
- Relativamente aos deslocamentos verticais da superfície do terreno não se verificam diferenças significativas face ao cenário C4;
- Relativamente aos deslocamentos horizontais da fachada, verifica-se que os resultados do cenário C6 nas 3 primeiras fases de escavação são idênticos



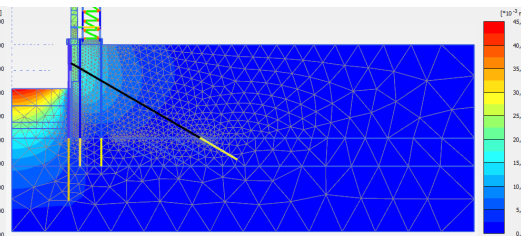
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção



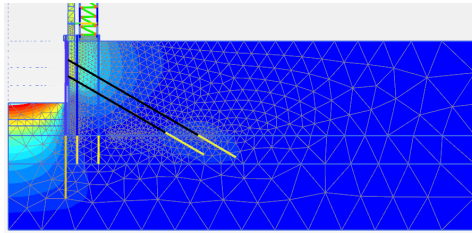
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção



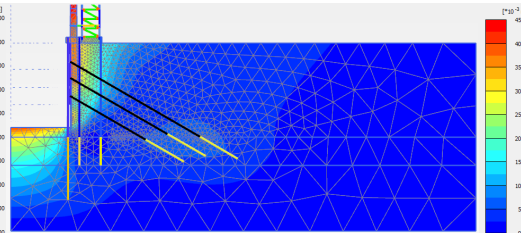
(c) Deslocamentos totais: 1ª fase de escavação



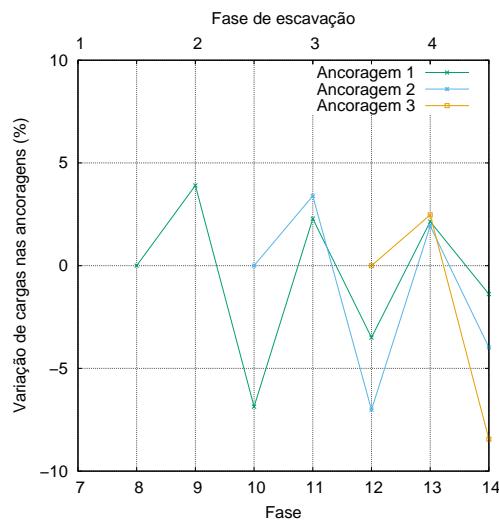
(d) Deslocamentos totais: 2ª fase de escavação



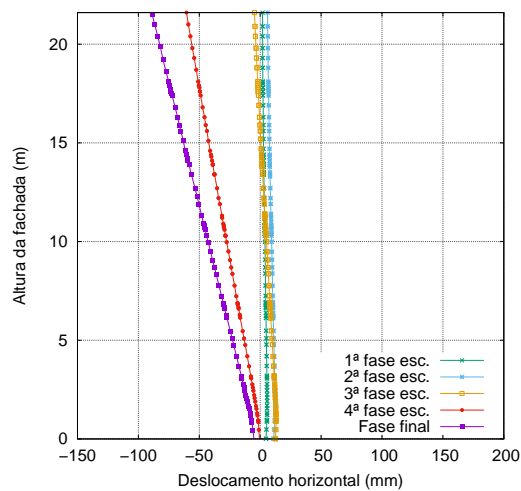
(e) Deslocamentos totais: 3ª fase de escavação



(f) Deslocamentos totais: 4ª fase de escavação

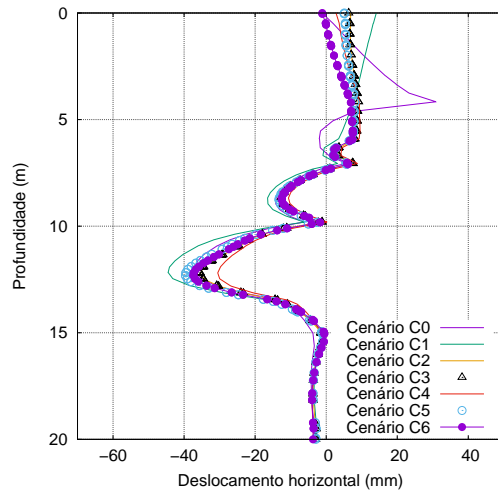


(g) Variação de cargas nas ancoragens

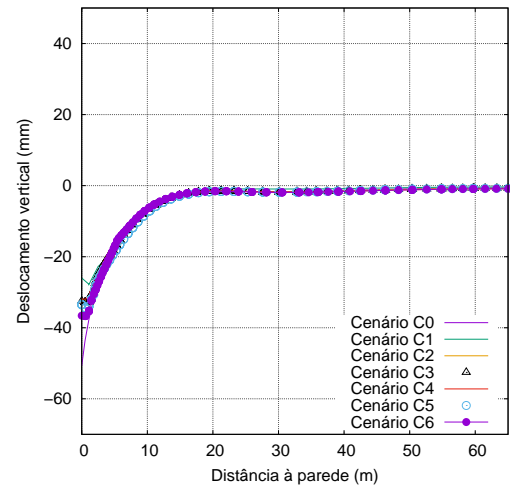


(h) Deslocamentos horizontais da fachada

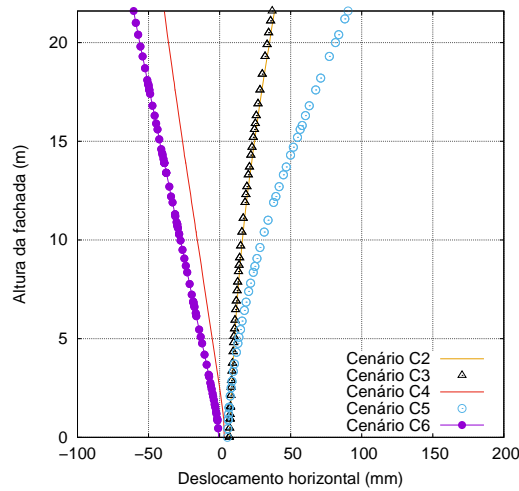
Figura 4.33: Resultados do Cenário C6



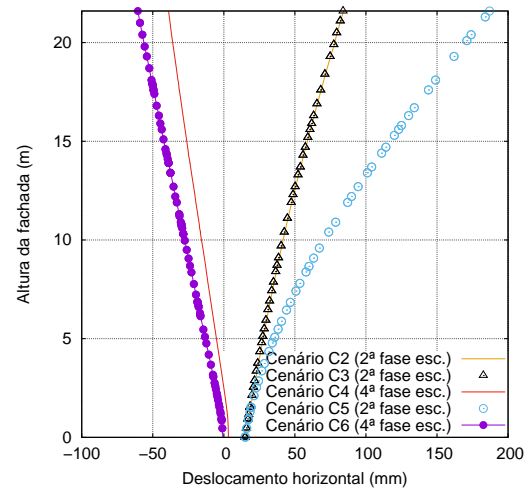
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação



(d) Deslocamentos horizontais da fachada: Fase crítica

Figura 4.34: Comparação de todos os cenários em estudo

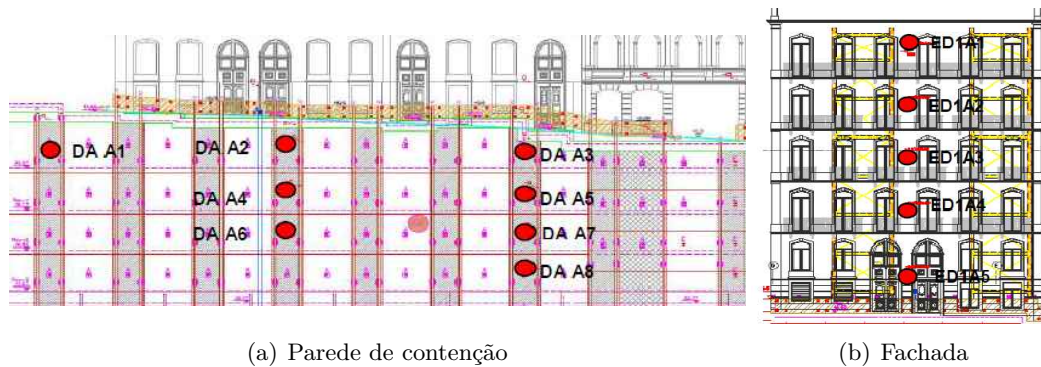


Figura 4.35: Instrumentação

aos verificados no cenário C4. De outro modo, na última fase de escavação verifica-se que o cenário C6 apresenta deslocamentos superiores aos verificados no cenário C4, no valor de 21,55mm;

- As cargas nas ancoragens apresentam semelhanças face aos cenários C2, C3, C4 e C5.

4.9 Comparação do cenário C6 com os resultados da instrumentação

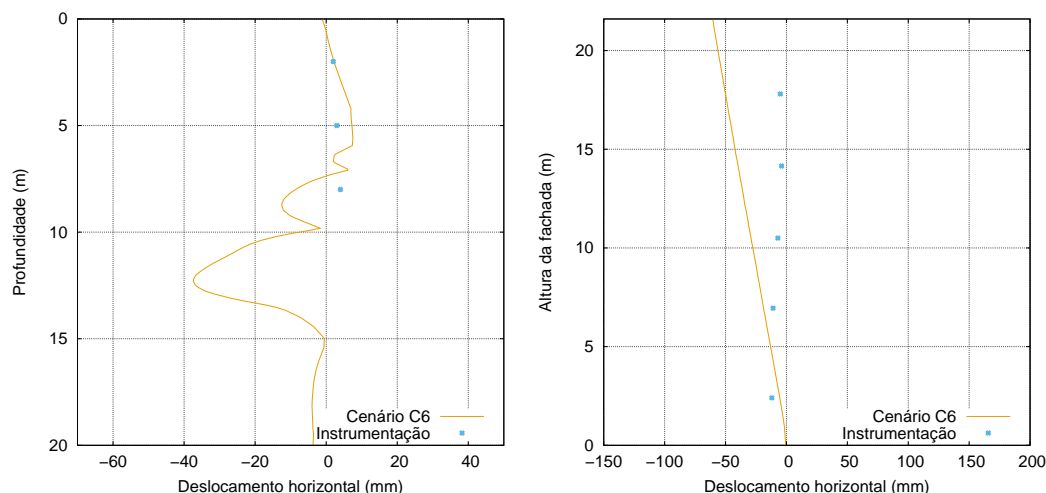
A monitorização dos deslocamentos horizontais da parede de contenção e da fachada foi efetuada recorrendo a um conjunto de alvos topográficos instalados nestes elementos, estando na figura 4.35 representada a posição de cada um.

Na figura 4.36 encontram-se representados os resultados obtidos no cenário C6 e os obtidos através das leituras dos alvos topográficos, no que diz respeito aos deslocamentos horizontais da parede de contenção e da fachada no final da 4ª fase de escavação. É apresentado adicionalmente na tabela 4.27, os valores máximos obtidos na modelação numérica e os definidos no plano de instrumentação (critérios de alerta e alarme), no que diz respeito aos deslocamentos horizontais da parede de contenção e de variação de cargas nas ancoragens.

Tabela 4.27: Comparação dos valores obtidos no cenário C6 com a instrumentação

	Cenário C6	Alerta	Alarme
Parede de contenção: Desl. horizontal (mm)	37,50	20,30	40,50
Variação de cargas nas ancoragens (%)	8,40	10,00	20,00

Da figura 4.36 e da tabela 4.27, é possível constatar que os resultados obtidos, nos deslocamentos horizontais da parede de contenção, são semelhantes aos obtidos nos alvos topográficos. Contudo, verifica-se que os valores obtidos, através da



(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção (b) Deslocamentos horizontais da fachada

Figura 4.36: Instrumentação

modelação numérica, ultrapassam os valores definidos para o critério de alerta.

No que diz respeito aos deslocamentos horizontais da fachada, verificam-se que existem divergências nos deslocamentos, existindo deslocamentos significativamente superiores na modelação numérica.

Quanto às cargas nas ancoragens observa-se que os valores obtidos na modelação numérica encontram-se dentro dos critérios definidos pelo plano de instrumentação, não atingindo desta forma o critério de alerta.

4.10 Considerações finais

Neste capítulo procedeu-se à análise dos diversos cenários a fim de compreender os seus comportamentos em função de determinadas características.

Verificou-se que o facto de se preservar a fachada (e a fundação da mesma) permitiu uma alteração bastante significativa dos deslocamentos horizontais da parede de contenção. Constatou-se que a preservação da fachada implica, na generalidade, um controlo dos deslocamentos horizontais da parede de contenção mais cuidadoso face às situações em que a fachada não é preservada. De outro modo, observou-se que a consideração de efeitos de 2ª ordem, nos cenários C5 e C6, induziram maiores deslocamentos horizontais na parede de contenção na 4ª fase de escavação, face aos cenários C3 e C4.

Foi ainda possível observar que, em termos de deslocamentos no tardo da parede de contenção, a preservação da fundação da fachada fez com que surgisse empolamento

ao invés do que é habitual verificar-se numa situação de escavação (assentamentos).

Constatou-se ainda que, o facto de a fachada apresentar um comportamento linear ou do tipo Mohr-Coulomb não induz qualquer alteração no seu deslocamento.

Verificou-se que, considerando efeitos de 2ª ordem numa situação sem contenção de fachada, estes induzem um incremento de 102,57mm na fase mais gravosa (2ª fase de escavação) em termos de deslocamentos horizontais na fachada. Por outro lado, considerando uma situação com contenção de fachada, não se verificou a existência de diferenças significativas.

De forma geral, foi possível observar que numa escavação é indispensável a utilização de uma estrutura de contenção de fachada, a fim de limitar deslocamentos excessivos.

Capítulo 5

Análise Paramétrica

5.1 Considerações gerais

Neste capítulo procedeu-se a uma análise paramétrica com o intuito de avaliar os parâmetros que influenciam os deslocamentos horizontais da fachada e da parede de contenção, assim como os deslocamentos verticais na superfície do terreno no tardo da parede. Para termos de comparação, apresentam-se para os casos analisados os resultados obtidos no cenário C6. Esta análise é semelhante à realizada no capítulo 4 para o cenário C6, mantendo-se os valores adotados para os diferentes parâmetros, procedendo-se a variações dos seguintes pontos:

- Variação da resistência à tração da fachada sem efeito do vento;
- Variação da resistência à compressão da fachada sem efeito do vento;
- Variação do módulo de elasticidade da fachada sem efeito do vento;
- Variação do peso volúmico da fachada sem efeito do vento;
- Influência do vento;
- Variação da resistência à tração da fachada com efeito do vento;
- Variação da resistência à compressão da fachada com efeito do vento.

Além dos pontos supramencionados realizou-se, no cenário C5, uma análise considerando o efeito do vento.

Relativamente ao efeito do vento, foi considerada a ação regulamentar do mesmo, prevista no *Eurocódigo 1 - Parte 1-4: Ações do vento*. A carga aplicada à fachada devido ao efeito do vento é a calculada no capítulo 3, sendo de 1,30 kN/m².

5.2 Resistência à tração

Procedeu-se à variação da resistência à tração (σ_t) da fachada, a fim de avaliar o efeito sobre os deslocamentos horizontais da mesma assim como os deslocamentos horizontais da parede de contenção e os deslocamentos verticais na superfície do

Tabela 5.1: Deslocamentos máximos por fase de escavação: Resistência à tração

σ_t (kPa)	Deslocamentos máximos (mm)		
	Parede	Tardoz da parede	Fachada
	Desl. horizontal	Desl. vertical	Desl. horizontal
	4ª fase	4ª fase	4ª fase
300,00	-37,44	-36,49	-58,66
145,00	-37,70	-36,56	-60,50
80,00	-37,18	-36,61	-60,56
0,00	-37,92	-37,30	-63,81

terreno no seu tardoz. Desta forma, além dos resultados provenientes do cenário C6, obtiveram-se mais 3 resultados. Os valores considerados encontram-se na tabela 5.1. A figura 5.1 ilustra, para a última fase de escavação (4ª fase), os deslocamentos horizontais da parede de contenção (a), os deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção (b) e os deslocamentos horizontais da fachada (c). Na tabela 5.1, podem observar-se os deslocamentos máximos obtidos para cada situação considerada. Optou-se por representar na figura 5.1 apenas os deslocamentos obtidos com os valores extremos considerados, uma vez que, como se pode observar na tabela 5.1, os resultados são idênticos.

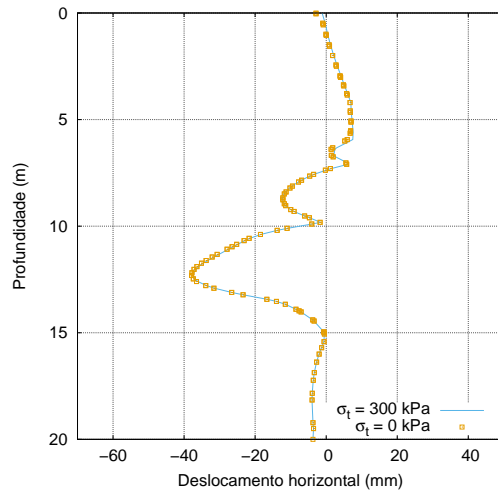
Através da análise da figura 5.1 e da tabela 5.1, verifica-se que o facto de se variar a resistência à tração da fachada não induz qualquer alteração significativa nos deslocamentos analisados.

5.3 Resistência à compressão

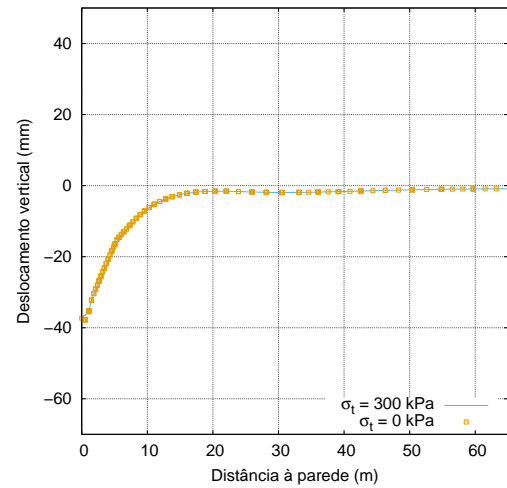
A fim de verificar as alterações em termos de deslocamentos, procedeu-se à variação da resistência à compressão (σ_c) da fachada. Os valores considerados são apresentados na tabela 5.2. A figura 5.2 ilustra os deslocamentos horizontais da parede de contenção e os deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção na 4ª fase de escavação (a, b). Na mesma figura encontram-se representados, em todas as fases de escavação, os deslocamentos horizontais da fachada (c, d, e, f). Na tabela 5.2 encontram-se os valores máximos obtidos. Optou-se por representar, na figura 5.2, apenas alguns dos valores considerados, uma vez que, como se pode observar na tabela 5.2, os valores são idênticos.

Verifica-se pela análise da figura 5.2 e da tabela 5.2 que:

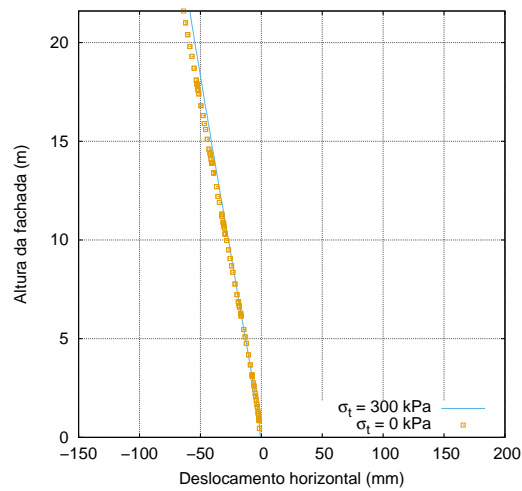
- Tal como a resistência à tração, a resistência à compressão não induz alterações nos deslocamentos horizontais na parede de contenção face à situação inicial;
- O mesmo acontece no que diz respeito aos deslocamentos verticais na superfície do terreno no tardoz da parede de contenção;
- No que diz aos deslocamentos horizontais da fachada, observa-se que o facto de aumentar a resistência à compressão permite reduzir os deslocamentos;



(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação

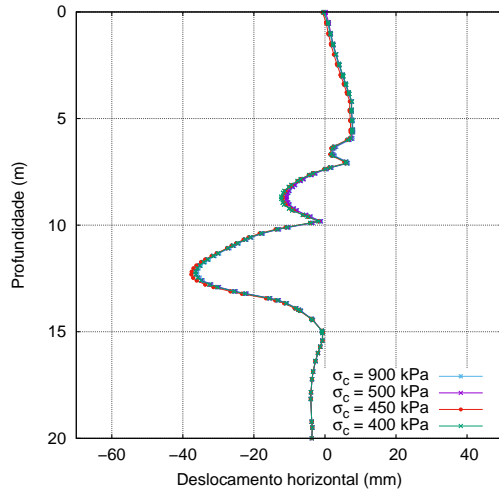


(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção: 4ª fase de escavação

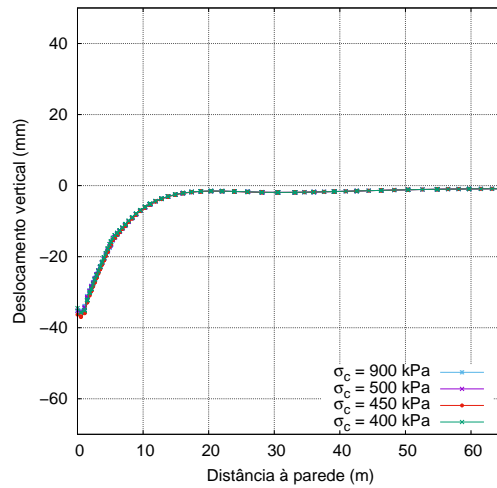


(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação

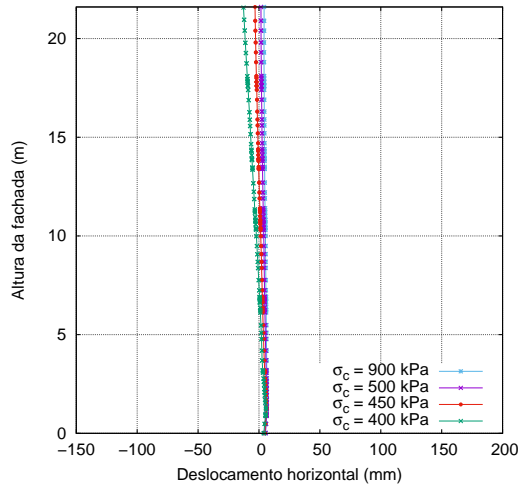
Figura 5.1: Variação da resistência à tração - Deslocamentos



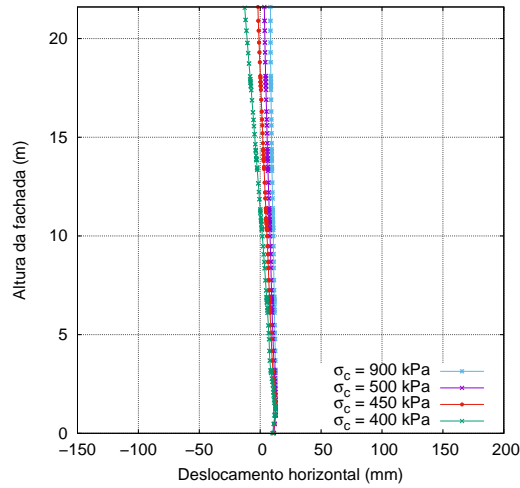
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



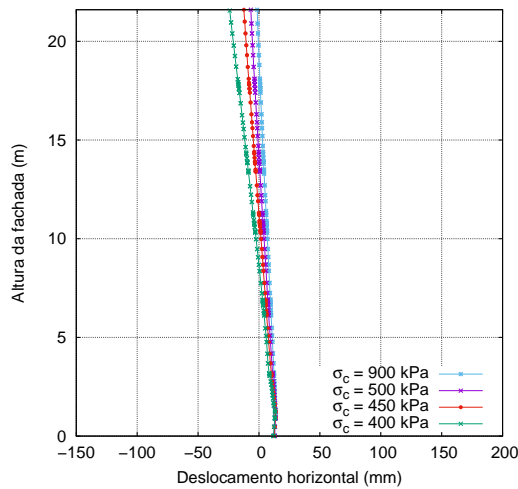
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção: 4ª fase de escavação



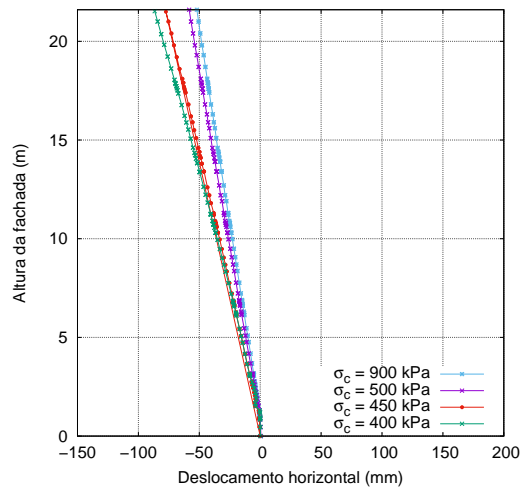
(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 1ª fase de escavação



(d) Deslocamentos horizontais da fachada: 2ª fase de escavação



(e) Deslocamentos horizontais da fachada: 3ª fase de escavação



(f) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação

Figura 5.2: Variação da resistência à compressão - Deslocamentos

Tabela 5.2: Deslocamentos máximos por fase de escavação: Resistência à compressão

σ_c (kPa)	Deslocamentos máximos (mm)					
	Parede	Tardoz da parede	Fachada			
	Desl. horizontal	Desl. vertical	Desl. horizontal			
	4ª fase	4ª fase	1ª fase	2ª fase	3ª fase	4ª fase
900,00	-35,99	-35,28	4,21	8,36	-1,45	-51,96
700,00	-36,04	-35,35	3,91	7,61	-2,23	-52,98
600,00	-37,70	-36,56	1,96	6,05	-4,69	-60,50
500,00	-36,36	-35,65	1,61	3,38	-6,69	-61,22
450,00	-37,55	-36,89	3,25	-1,89	-12,47	-77,39
400,00	-36,38	-35,78	-12,72	-14,72	-24,03	-86,64

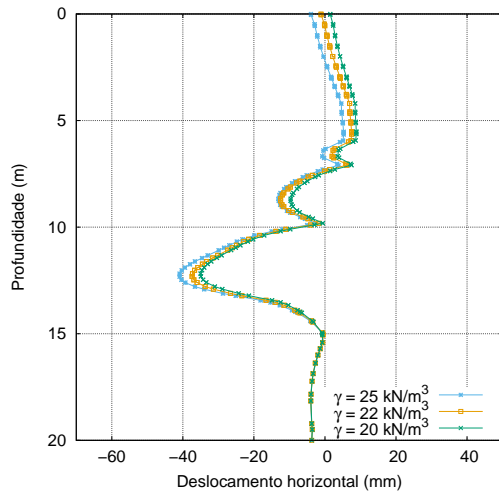
- Por outro lado, a consideração de valores de resistência à compressão mais baixos aumentam os deslocamentos horizontais da fachada;
- Na 1ª fase de escavação a diferença não é totalmente notória, observando-se apenas para a situação com valor de resistência à compressão mais baixa uma diferença de 14,68mm em termos de deslocamentos horizontais, relativamente à situação inicial (600,00kPa), no topo da fachada;
- Na 2ª fase de escavação, a diferença entre os deslocamentos horizontais da fachada, considerando 600,00kPa e 400,00kPa, é de 20,77mm;
- Na 4ª fase de escavação a diferença aumenta, assumindo valores de 26,14mm;
- Ao considerar uma resistência à compressão de 450,00kPa, verifica-se também alterações em termos de deslocamentos face a situação inicial, no valor de 16,89mm no topo da fachada na 4ª fase de escavação.

5.4 Peso volúmico

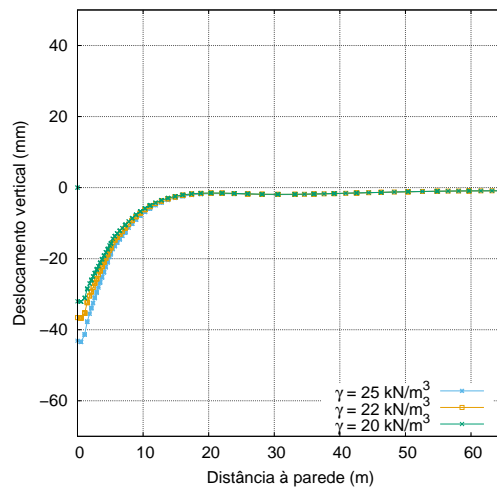
Com o intuito de verificar o efeito do peso volúmico (γ) sobre os deslocamentos horizontais, quer da fachada, quer da parede de contenção e os deslocamentos verticais da superfície do terreno no seu tardoz, procedeu-se à variação do peso volúmico da fachada. Os valores considerados encontram-se indicados na tabela 5.3. A figura 5.3 ilustra os deslocamentos horizontais da parede de contenção e os deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção na 4ª fase de escavação (a, b). Na mesma figura encontram-se representados os deslocamentos da fachada nas 4 fases de escavação (c, d, e, f). Na tabela 5.3 encontram-se os deslocamentos máximos obtidos.

Através da análise da figura 5.3 e da tabela 5.3 é possível constatar o seguinte:

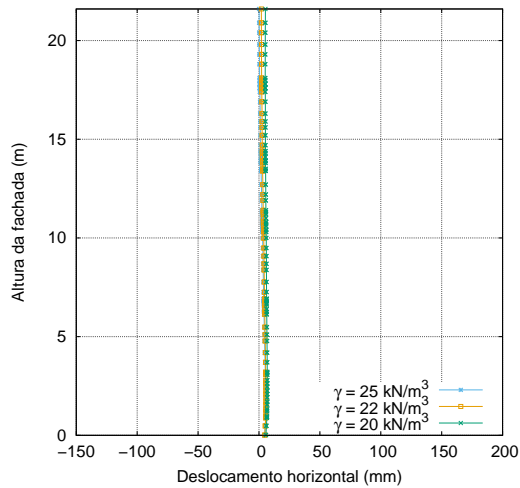
- Em relação aos deslocamentos horizontais na parede de contenção, verifica-se que existe relação com o peso volúmico, observando-se que o seu aumento induz a deslocamentos superiores;



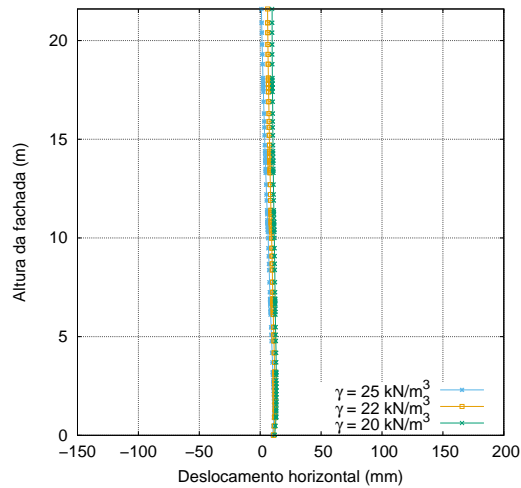
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



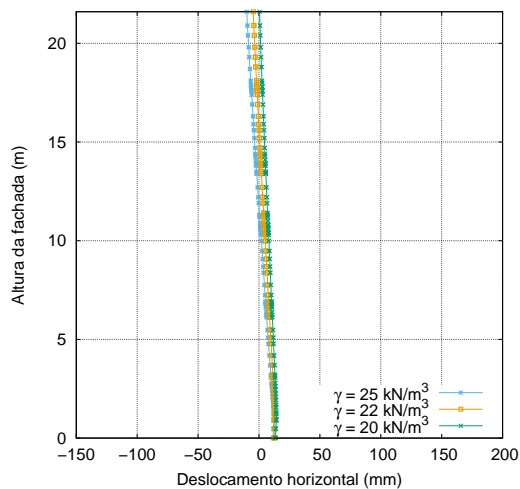
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção: 4ª fase de escavação



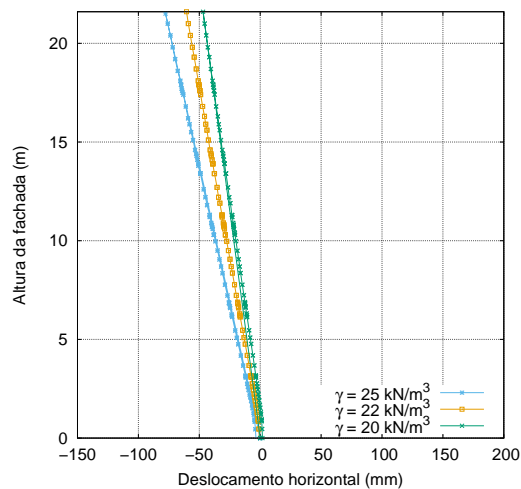
(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 1ª fase de escavação



(d) Deslocamentos horizontais da fachada: 2ª fase de escavação



(e) Deslocamentos horizontais da fachada: 3ª fase de escavação



(f) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação

Figura 5.3: Variação da resistência à peso volúmico - Deslocamentos

Tabela 5.3: Deslocamentos máximos por fase de escavação: Peso volúmico

Deslocamentos máximos (mm)						
	Parede	Tardoz da parede		Fachada		
	Desl. horizontal	Desl. vertical		Desl. horizontal		
γ (kN/m ³)	4ª fase	4ª fase	1ª fase	2ª fase	3ª fase	4ª fase
25,00	-40,94	-43,44	0,77	0,98	-10,05	-77,69
22,00	-37,70	-36,56	1,96	6,05	-4,69	-60,50
20,00	-34,98	-32,15	5,29	9,76	0,49	-46,91

Tabela 5.4: Deslocamentos máximos por fase de escavação: Módulo de elasticidade

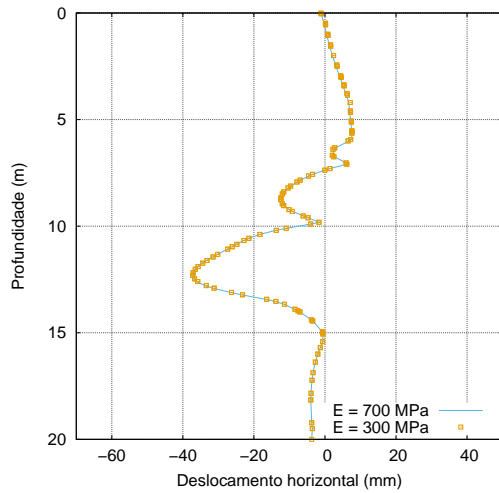
Deslocamentos máximos (mm)			
	Parede	Tardoz da parede	Fachada
	Desl. horizontal	Desl. vertical	Desl. horizontal
E (MPa)	4ª fase	4ª fase	4ª fase
700,00	-37,48	-36,44	-57,65
600,00	-37,70	-36,56	-60,50
500,00	-37,11	-36,26	-60,33
300,00	-37,18	-36,61	-60,57

- A mesma situação acontece relativamente aos deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção;
- No que diz respeito aos deslocamentos da fachada, verifica-se que até à 3ª fase de escavação, inclusive, não se verificam alterações significativas, independentemente do valor de peso volúmico considerado;
- De outro modo, na 4ª fase de escavação, verifica-se que quanto maior for o peso volúmico, maior é o deslocamento da fachada.

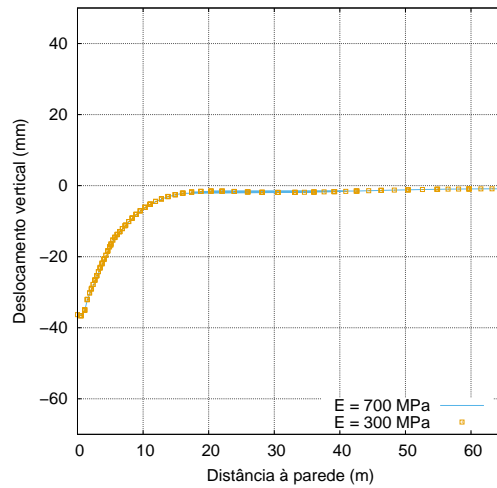
5.5 Módulo de elasticidade

Procedeu-se à variação do módulo de elasticidade (E) da fachada a fim de verificar o seu efeito nos deslocamentos da parede de contenção, na superfície do terreno no tardoz da parede e nos deslocamentos da fachada. Os valores considerados encontram-se identificados na tabela 5.4. A figura 5.4 ilustra os deslocamentos obtidos na 4ª fase de escavação enquanto que na tabela 5.4 encontram-se os deslocamentos máximos obtidos. Optou-se por representar, na figura 5.4 apenas os deslocamentos obtidos com os valores extremos considerados, uma vez que, como se pode ser observar na tabela 5.4, os resultados são idênticos.

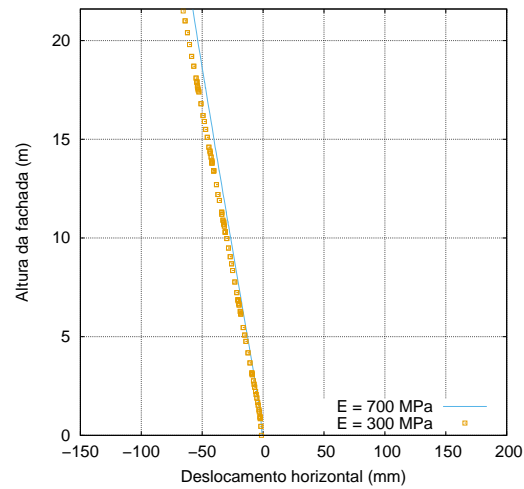
É possível constatar, através da figura 5.4 e da tabela 5.4, que a variação do módulo de elasticidade não provoca alterações significativas em termos de deslocamentos.



(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação

Figura 5.4: Variação do módulo de elasticidade - Deslocamentos

Tabela 5.5: Deslocamentos máximos por fase de escavação: Ação do vento

Análise	Deslocamentos máximos (mm)					
	Parede	Tardoz da parede		Fachada		
	Desl. horizontal	Desl. vertical		Desl. horizontal		
	4ª fase	4ª fase	1ª fase	2ª fase	3ª fase	4ª fase
Sem vento	-37,70	-36,56	1,96	6,05	-4,69	-60,50
A	-39,72	-41,88	-74,44	-73,87	-88,25	-159,77
B	-35,24	-32,66	69,52	76,88	67,97	29,71

5.6 Ação do vento

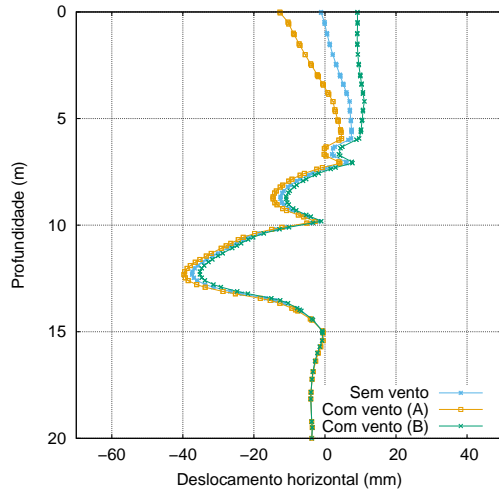
5.6.1 Influência do vento no cenário C6

A fim de verificar o efeito do vento nos deslocamentos da parede de contenção e da fachada, procedeu-se à aplicação de uma carga uniformemente distribuída no valor de $1,30\text{kN/m}^2$ sobre a fachada em duas situações distintas. A primeira situação consistiu na aplicação de uma carga correspondente ao vento com sentido da escavação (para a esquerda), e na segunda situação com sentido contrário ao da escavação (para a direita). Note-se que, em qualquer das situações a ação do vento é aplicada a partir da fase 6 (no momento de demolição do edifício), inclusive, e até ao final da escavação.

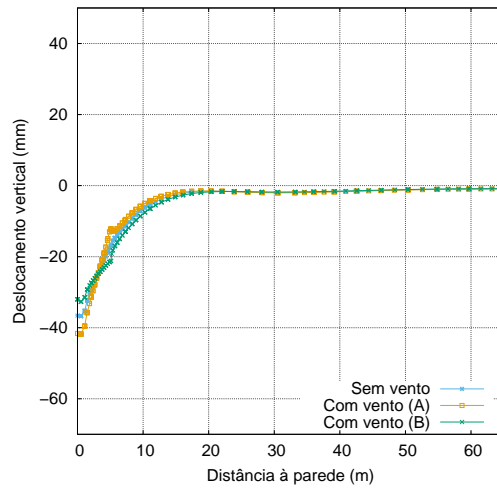
A figura 5.5 representa os deslocamentos horizontais da parede de contenção na 4ª fase de escavação para as situações sem vento, com vento no sentido da escavação (A) e com vento no sentido contrário ao da escavação (B). Na mesma figura encontram-se representados, para a 4ª fase de escavação, os deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção, assim como os deslocamentos horizontais da fachada nas 4 fases de escavação. Na tabela 5.5 encontram-se os deslocamentos máximos obtidos.

Através da análise da figura 5.5 e da tabela 5.5 é possível constatar o seguinte:

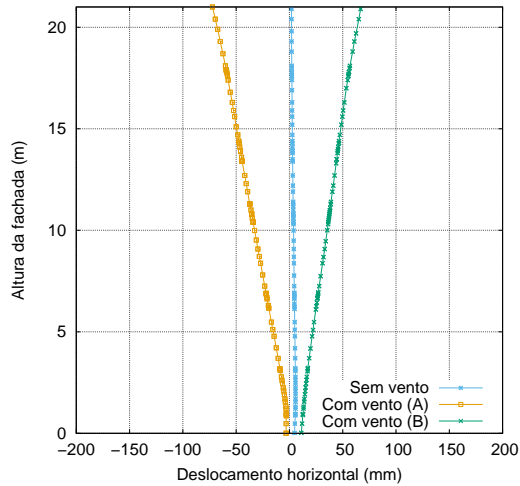
- A ação do vento induz alterações nos deslocamentos da parede de contenção, face à situação sem vento, principalmente em zonas mais superficiais. Deste modo é possível constatar que a parede de contenção desloca-se para o sentido em que o vento atua. Esta diferença surge, essencialmente, devido as cargas do vento imporem uma rotação na fundação da fachada;
- Relativamente aos deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardoz da parede de contenção, observa-se que a ação do vento a atuar no sentido da escavação induz maiores deslocamentos no tardoz da parede de contenção face à situação sem vento. De outro modo, a ação do vento a atuar no sentido contrário da escavação permite reduzir os deslocamentos verticais no tardoz da parede de contenção, não sendo contudo significativos;
- No que diz respeito aos deslocamentos horizontais da fachada observa-se que, até à 3ª fase de escavação, quando sujeita a ação do vento, no sentido da



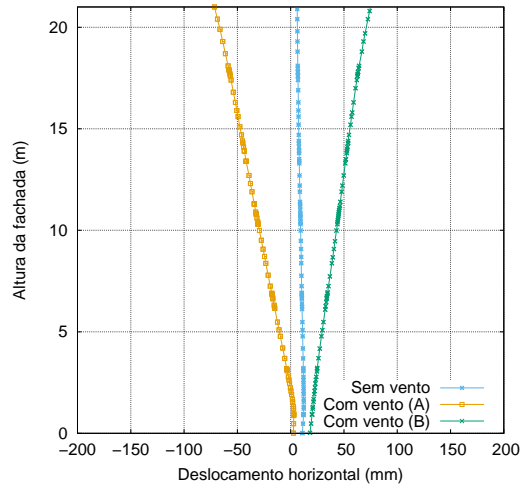
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



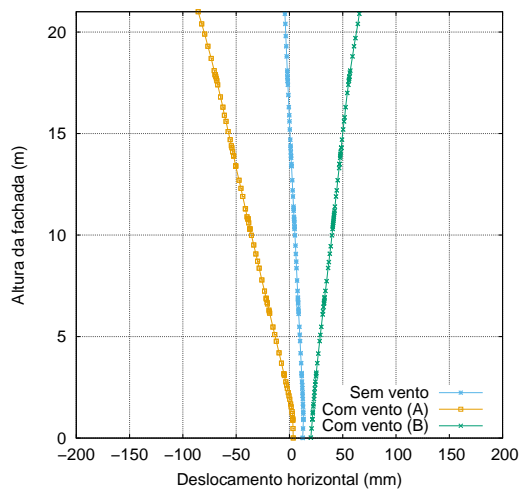
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção: 4ª fase de escavação



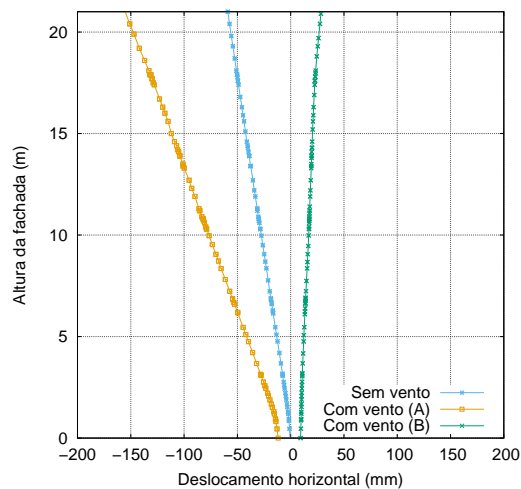
(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 1ª fase de escavação



(d) Deslocamentos horizontais da fachada: 2ª fase de escavação.



(e) Deslocamentos horizontais da fachada: 3ª fase de escavação



(f) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação

Figura 5.5: Ação do vento: Deslocamentos

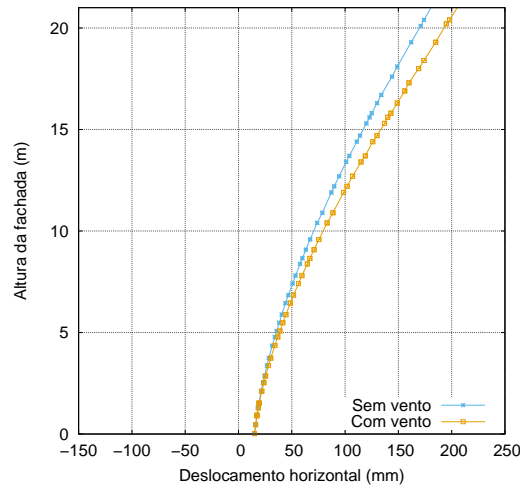


Figura 5.6: Ação do vento (Cenário C5): Deslocamento horizontal da fachada na 2ª fase de escavação

escavação, a fachada desloca-se para esse sentido. Por outro lado, quando sujeita a ação do vento no sentido contrário da escavação, pode-se constatar que se move para a direita;

- Já na última fase de escavação observa-se que a ação do vento, no sentido contrário ao da escavação, permite que a fachada apresente apenas um deslocamento de 29,71mm, no topo, face à sua situação inicial. O mesmo não acontece quando o vento atua na direção da escavação, aumentando o deslocamento da fachada, no topo da fachada, em 99,27mm face a situação sem vento.

5.6.2 Influência do vento no cenário C5

Como supramencionado procedeu-se à avaliação do efeito do vento sobre a fachada no cenário C5. Neste cenário não foi possível avaliar esta hipótese uma vez que a fachada sujeita ao vento regulamentar entra em colapso, não sendo possível obter convergência da solução. Contudo, determinou-se a percentagem de vento regulamentar que não conduz a fachada à rotura, obtendo-se 0,17% ($0,002 \text{ kN/m}^2$) da carga regulamentar do vento. Esta carga apenas foi aplicada na fase mais gravosa (2ª fase de escavação), no sentido contrário à escavação, criando desta forma a situação mais condicionante.

A figura 5.6 ilustra, para o cenário C5, os deslocamentos horizontais da fachada na 2ª fase de escavação. Observa-se que, apesar da percentagem mínima de carga do vento, obtêm-se 212,36mm de deslocamento horizontal no topo da fachada. Este aumento é, comparativamente ao cenário sem vento, de 25,85mm.

Tabela 5.6: Deslocamentos máximos por fase de escavação: Resistência à tração considerando a ação do vento

Deslocamentos máximos (mm)			
	Parede	Tardoz da parede	Fachada
	Desl. horizontal	Desl. vertical	Desl. horizontal
σ_t (kPa)	4ª fase	4ª fase	4ª fase
300,00	-39,51	-41,25	-155,98
145,00	-39,72	-41,88	-159,77
80,00	-39,64	-39,12	-162,53
0,00	-39,56	-41,90	-164,92

5.7 Resistência à tração considerando a ação do vento

Procedeu-se a uma análise semelhante à realizada anteriormente, considerando o vento a atuar no sentido da escavação e assumindo os valores obtidos em 5.6.1. Desta vez, fez-se variar a resistência à tração (σ_t) da fachada, a fim de verificar o seu efeito sobre os deslocamentos. Os valores considerados são idênticos aos considerados na secção 5.2 e encontram-se na tabela 5.6. Lembra-se mais uma vez que a ação do vento é aplicada a partir da fase 6, inclusive e prolonga-se até ao final da escavação.

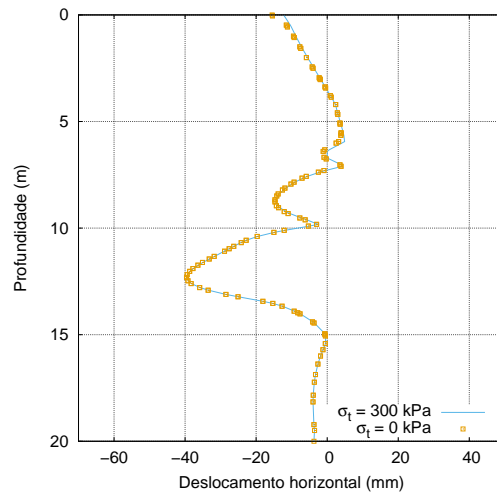
A figura 5.7 representa os deslocamentos horizontais da parede de contenção e os deslocamentos verticais da superfície do terreno na 4ª fase de escavação. Na mesma figura encontram-se representado os deslocamentos horizontais da fachada na 4ª fase de escavação. De outro modo, na tabela 5.6 encontram-se os valores máximos obtidos. Tal como em situações anteriores, optou-se por representar apenas valores extremos, uma vez que os valores obtidos são idênticos.

Da análise da figura 5.7 e da tabela 5.6 pode-se constatar-se que, tal como para a situação sem vento, o facto de se variar a resistência à tração não induz alterações significativas nos deslocamentos analisados.

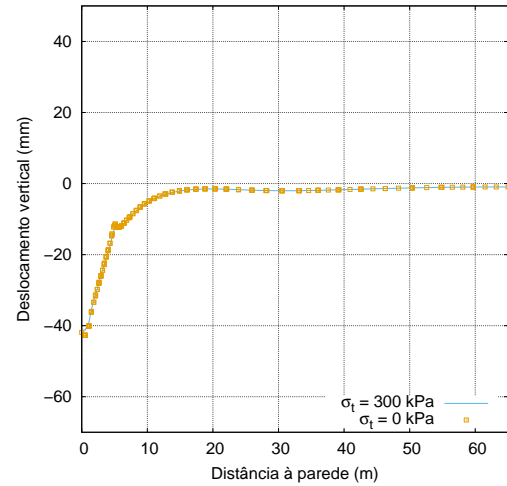
5.8 Resistência à compressão considerando a ação do vento

A fim de verificar o seu efeito sobre os deslocamentos, procedeu-se à variação da resistência à compressão (σ_c), tendo em consideração o vento. Nesta análise, tal como na anterior, teve-se em consideração o vento a atuar no sentido da escavação. Os valores considerados são idênticos aos assumidos na secção 5.3 e encontram-se indicados na tabela 5.7. Nesta análise apenas foi possível variar a resistência à compressão até 500,00kPa, uma vez que não se obteve convergência na solução para valores inferiores, dado que ocorre colapso da fachada.

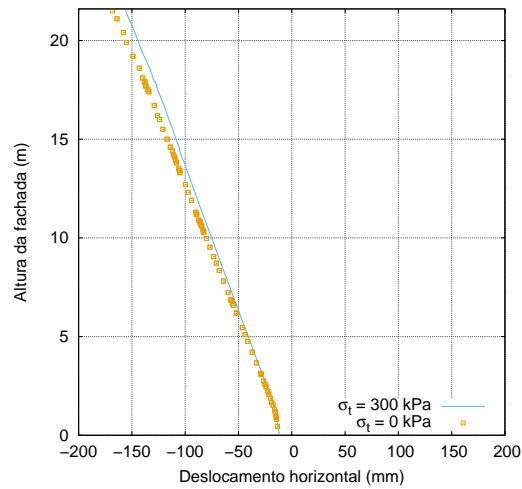
A figura 5.8 ilustra os deslocamentos horizontais na parede de contenção e os deslocamentos verticais da superfície do terreno seu tardoz para a 4ª fase de



(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção: 4ª fase de escavação



(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação

Figura 5.7: Variação da resistência à tração considerando a ação do vento - Deslocamentos

Tabela 5.7: Deslocamentos máximos por fase de escavação: Resistência à compressão considerando a ação do vento

Deslocamentos máximos (mm)						
	Parede	Tardoz da parede	Fachada			
	Desl. horizontal	Desl. vertical	Desl. horizontal			
σ_c (kPa)	4ª fase	4ª fase	1ª fase	2ª fase	3ª fase	4ª fase
900,00	-39,22	-41,65	-68,13	-65,83	-79,41	-149,46
700,00	-39,62	-41,56	-69,65	-68,62	-82,73	-154,05
600,00	-39,72	-41,88	-74,44	-73,87	-88,25	-159,77
500,00	-40,05	-41,79	-82,15	-82,45	-95,58	-169,97

escavação (a, b). Na mesma figura encontram-se representados os deslocamentos horizontais da fachada em todas as fases de escavação. De outro modo, na tabela 5.7 encontram-se os valores máximos obtidos.

Da análise da figura 5.8 e da tabela 5.7 verifica-se, tal como na situação sem vento, que quanto menor é a resistência à compressão maiores são os deslocamentos horizontais da fachada. De outro modo não se verificam alterações quanto aos deslocamentos horizontais da parede de contenção assim como nos deslocamentos verticais da superfície do terreno no seu tardoz. Verifica-se ainda que valores inferiores a 500,00kPa provocam o colapso estrutural da fachada, o que permite constatar a importância deste parâmetro.

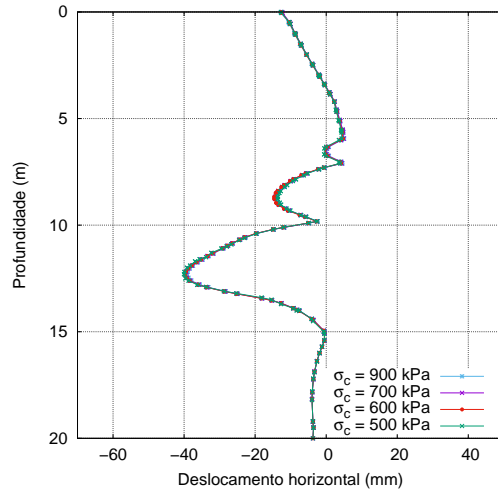
5.9 Fatores de segurança

Com o intuito de avaliar a segurança ao efetuar a escavação preservando a fachada, recorreu-se ao modo “*Safety Calculation*” do software de elementos finitos Plaxis. Este modo permite, através de diversas iterações, reduzir o ângulo de resistência ao corte efetivo, assim como a coesão efetiva até que exista colapso dos elementos modelados. Deste modo, determinaram-se os fatores de segurança para as seguintes situações:

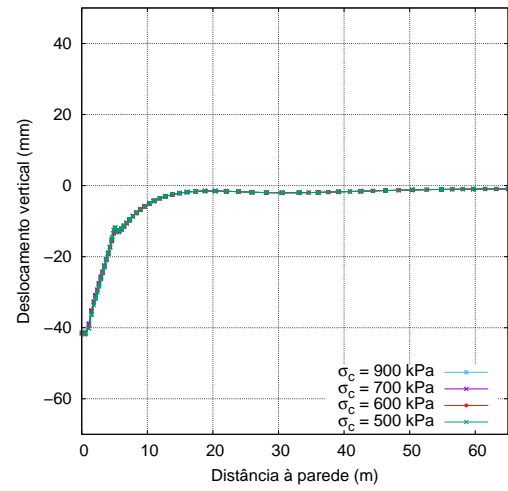
- Escavação da 4ª fase, para o cenário C6, sem ação do vento;
- Escavação da 4ª fase, para o cenário C6, com o vento a atuar no sentido da escavação;
- Escavação da 4ª fase, para o cenário C6, com vento a atuar no sentido contrário ao da escavação.

Os resultados obtidos encontram-se indicados na tabela 5.8. Na figura 5.9 são ilustrados os mecanismos de rotura.

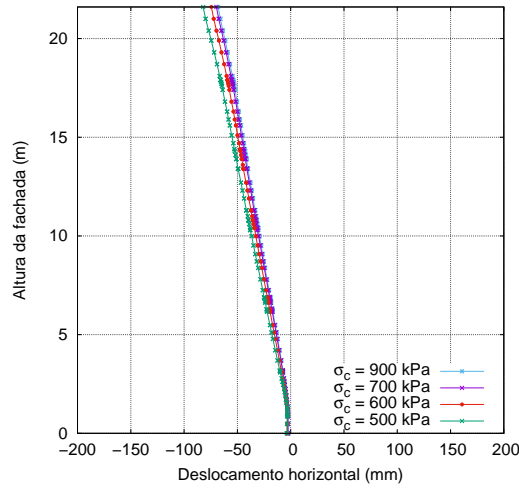
Note-se que os resultados obtidos nestes cálculos são discutíveis, uma vez que a estrutura de contenção de fachada encontra-se modelada com comportamento elástico, podendo plastificar antes de ser atingida a rotura do solo ou da fachada.



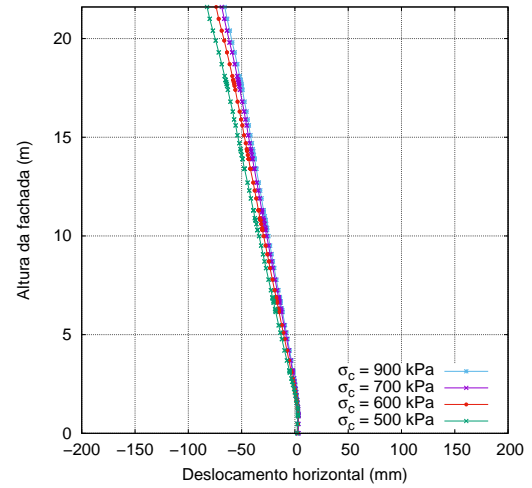
(a) Deslocamentos horizontais da parede de contenção: 4ª fase de escavação



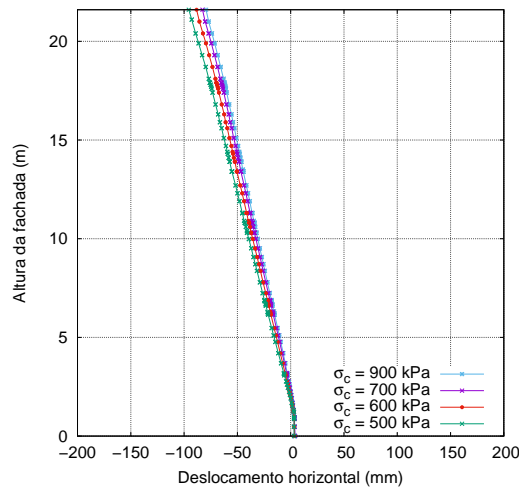
(b) Deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção: 4ª fase de escavação



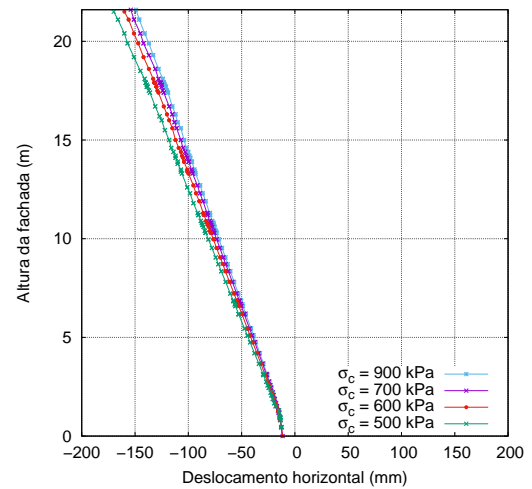
(c) Deslocamentos horizontais da fachada: 1ª fase de escavação



(d) Deslocamentos horizontais da fachada: 2ª fase de escavação

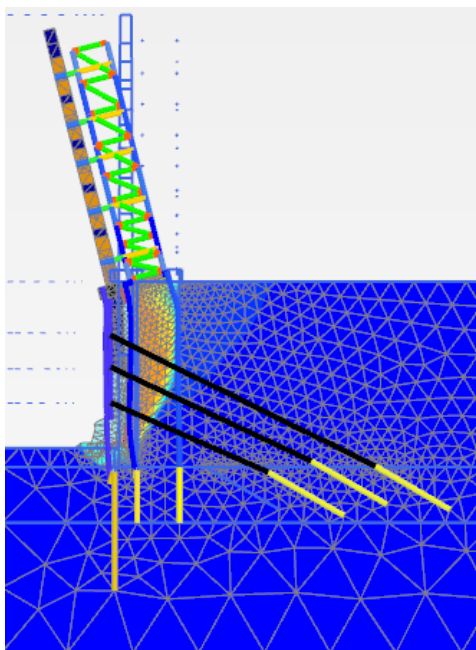


(e) Deslocamentos horizontais da fachada: 3ª fase de escavação

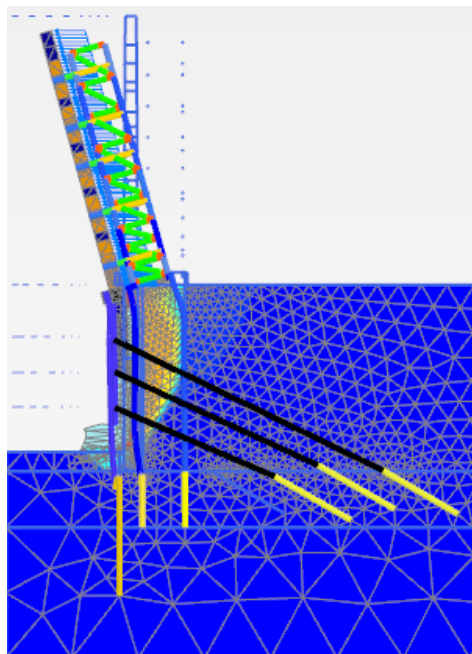


(f) Deslocamentos horizontais da fachada: 4ª fase de escavação

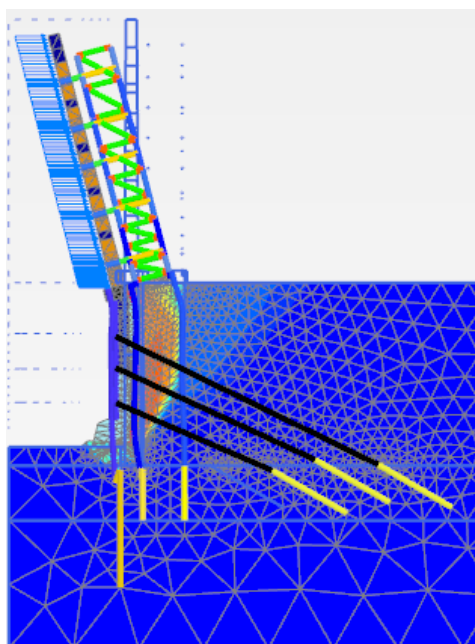
Figura 5.8: Variação da resistência à compressão considerando a ação do vento - Deslocamentos



(a) Mecanismo de colapso: Sem vento



(b) Mecanismo de colapso: Vento no sentido da escavação



(c) Mecanismo de colapso: Vento no sentido contrário da escavação

Figura 5.9: Mecanismos de colapso

Tabela 5.8: Fatores de segurança

Cenário	Fator de segurança (FS)
C6 (sem vento)	1,67
C6 (Vento no sentido da escavação)	1,62
C6 (Vento no sentido contrário da escavação)	1,70

Verifica-se que a ação do vento no sentido da escavação permite a obtenção de um valor ligeiramente mais baixo de FS face à situação sem vento. Este aspeto permite demonstrar que a ECF está a cumprir as suas exigências (resistir às ações horizontais). De outro modo, verifica-se ainda que a atuação do vento no sentido contrário da escavação permite a execução da escavação com um fator de segurança ligeiramente mais alto.

Não se determinou o fator de segurança de segurança para a situação sem contenção de fachada uma vez que, como se pode observar na seção 5.6.2, ao aplicar uma percentagem mínima da ação do vento (0,17%) a fachada entra em colapso. Este aspeto permite entender que o fator de segurança, para uma situação sem contenção de fachada, é residual.

5.10 Esforços na estrutura de contenção de fachada

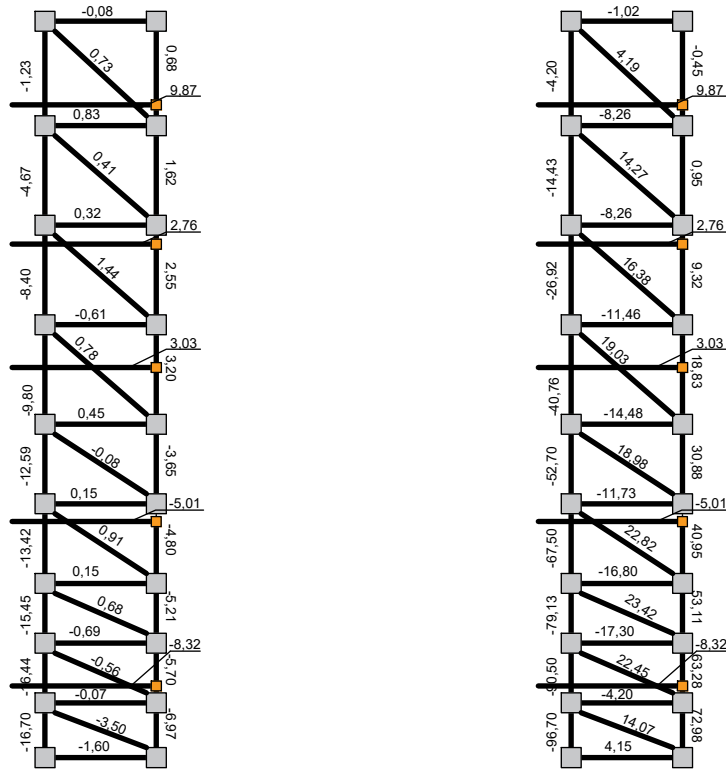
Na figura 5.10 encontram-se representados os esforços axiais máximos, em kN/m, obtidos para a estrutura de contenção de fachada para as situações sem vento, com vento no sentido da escavação (A) e no sentido contrário da escavação (B). Na mesma figura são indicadas as fases onde os esforços axiais máximos são obtidos. Note-se que o sinal negativo (-) representa valores de esforços axiais à compressão.

Verifica-se que, para a situação em que o vento atua no sentido de escavação, que os montantes localizados à esquerda encontram-se à compressão, tal como seria expectável. De outro modo, observa-se que os montantes localizados à direita, assim como as diagonais, encontram-se à tração. Na situação em que o vento atua no sentido contrário da escavação verifica-se a situação contrária.

5.11 Considerações finais

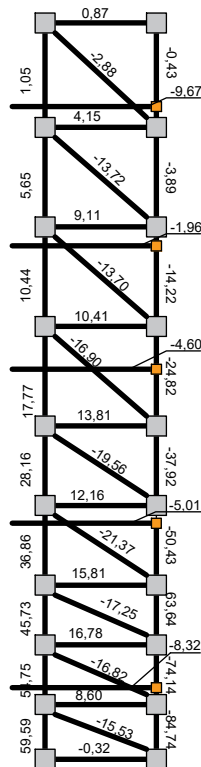
Neste capítulo procedeu-se à variação de diversos parâmetros da fachada, nomeadamente resistência à compressão, resistência à tração, módulo de elasticidade e peso volúmico, estudando desta forma o seu efeito no deslocamento da parede de contenção e no deslocamento da fachada durante as fases de escavação. Da mesma forma analisou-se também o efeito do vento, verificando o incremento que o mesmo provoca em termos de deslocamentos na fachada e na parede de contenção.

De uma forma geral, foi possível observar que a resistência à tração, quer numa situação de escavação com a ação do vento ou sem a ação do mesmo, não apresenta qualquer efeito notório no comportamento da parede de contenção,



(a) Sem vento (4ª fase de escavação)

(b) Vento (A) (4ª fase de escavação)



(c) Vento (B) (2ª fase de escavação)

Figura 5.10: Esforços na estrutura de contenção de fachada (kN/m)

assim como no deslocamento da fachada. No que diz respeito ao peso volúmico da fachada, verifica-se que existe relação entre este e o deslocamento da fachada, tendo-se verificado que um valor mais alto leva a que a fachada apresente maiores deslocamentos. Da mesma forma, a resistência à compressão de uma fachada demonstrou ter um papel importante no deslocamento da mesma, verificando-se que valores mais baixos conduzem a obtenção de deslocamentos mais acentuados na fachada.

A ação do vento demonstrou ser um fator muito condicionante, tal como seria expectável. Verificou-se, para a situação do vento a atuar no sentido da escavação, que surgem deslocamentos bastante superiores na parede de contenção na zona mais superficial. O mesmo se sucede relativamente aos deslocamentos da fachada.

Numa situação com vento, a resistência à compressão da fachada apresenta uma importância redobrada uma vez que valores baixos podem colocar a fachada em risco de colapso.

Finalmente, importa referir a importância de uma estrutura de contenção de fachada, uma vez que, tal como foi possível constatar, um valor residual da ação do vento pode provocar o colapso da fachada.

Capítulo 6

Conclusão

6.1 Considerações finais

Na presente dissertação abordou-se a temática das escavações urbanas com preservação de fachada, tendo sido inicialmente abordadas as diversas estruturas de contenção de fachada existentes. Posteriormente analisou-se diversos casos de obra que apresentam como objetivo principal as escavações em meio urbano com preservação de fachada, tendo-se verificado as soluções mais utilizadas no que diz respeito à contenção periférica, recalçamento de fachadas e estrutura de contenção de fachada. Importa destacar as soluções mais utilizadas, como a solução de “Berlim Definitivo” na contenção periférica e a utilização de pórticos metálicos, apoiados em microestacas, para a contenção de fachadas.

Analisou-se um caso de estudo, o edifício Liberdade 203, no que diz respeito às soluções adotadas na contenção periférica, recalçamento e contenção de fachadas. Adicionalmente recorreu-se ao método dos elementos finitos a fim de modelar um alçado deste caso de estudo. A modelação foi feita através de sete cenários, em que foi definido um cenário mais simples (cenário C0), tendo sido posteriormente elaborados cenários com graus de complexidade mais elevados e correspondendo, sucessivamente, a uma melhor aproximação da realidade.

Verificou-se que a preservação da fachada implica, na generalidade, um controlo dos deslocamentos horizontais da parede de contenção mais cuidadoso face às situações em que a fachada não é preservada. No caso dos deslocamentos verticais da superfície do terreno no tardo da parede de contenção, verificou-se que a escavação após a demolição do edifício provoca uma diminuição destes deslocamentos junto à parede.

No que diz respeito aos deslocamentos horizontais da fachada verificou-se que a consideração dos efeitos de 2ª ordem no cenário C5 provoca um incremento considerável face ao cenário C3, situação já expectável. Por outro lado esta situação não se verificou, de forma significativa, no cenários C4 e C6, devido à estrutura de contenção de fachada.

Relativamente à análise paramétrica realizada, foram analisadas diversas características da alvenaria de pedra a fim de verificar o seu efeito sobre os deslocamentos horizontais da fachada, deslocamentos da parede de contenção e os deslocamentos da superfície do terreno no tardo da parede. Foi também considerado o efeito do vento. Foi possível concluir que a resistência à tração e o módulo de elasticidade não induzem alterações no comportamento da fachada, em termos de deslocamentos. Por outro lado, a resistência à compressão demonstrou ser a propriedade mecânica com maior relevância, uma vez que para valores mais baixos deste parâmetro a fachada apresenta deslocamentos significativos.

A ação do vento demonstrou influenciar significativamente os deslocamentos horizontais da fachada levando a um incremento considerável na situação com contenção de fachada e conduzindo a deslocamentos acentuados na parede de contenção. De outro modo, numa situação sem contenção de fachada, é possível constatar que uma percentagem mínima da ação do vento leva ao seu colapso estrutural.

Em suma, verifica-se que se torna essencial a utilização de uma estrutura de contenção de fachada a fim de limitar deslocamentos excessivos e evitar o colapso estrutural da fachada.

A modelação de elementos com propriedades de alvenaria de pedra é um processo com limitações, uma vez que a alvenaria é um material heterogéneo, composto por pedra e argamassas. Nesta situação cada material apresenta propriedades distintas, sendo que junto às argamassas existem zonas de elevada fragilidade, de onde resultam reduzidas capacidades de resistência à tração. No presente trabalho as propriedades das argamassas e das pedras que constituem a alvenaria são modelados com um único elemento contínuo equivalente, que aproxima o comportamento dos diversos constituintes, sendo este aspeto uma limitação que pode ser relevante em termos de comportamento da fachada. O facto dos modelos desenvolvidos serem bidimensionais constitui outro aspeto limitativo que resulta nas simplificações tomadas em consideração na modelação da estrutura de contenção de fachada.

6.2 Desenvolvimentos futuros

Face às limitações supramencionadas, sugere-se para desenvolvimentos futuros, uma modelação com características idênticas às desenvolvidas recorrendo a um modelo tridimensional. Este aspeto permite que a estrutura de contenção de fachada possa ser modelada de forma mais cuidadosa. Sugere-se também a variação, numa análise paramétrica, das propriedades da estrutura de contenção fachada a fim de verificar os deslocamentos que possam ou não induzir no deslocamento da fachada.

Em trabalhos futuros, seria interessante proceder a uma análise dinâmica com intuito de verificar os deslocamentos que um sismo regulamentar possa induzir, quer na parede de contenção, na estrutura de contenção de fachada e na própria fachada.

Por último, sugere-se um possível cenário que tenha em consideração a execução das lajes dos pisos enterrados, assim como das lajes que servirão de suporte à fachada numa fase posterior, de forma a determinar os deslocamentos finais da fachada.

Referências bibliográficas

- [1] Antunes, T. R. S.: *Reabilitação de fundações de edifícios antigos com microestacas*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2012.
- [2] Appleton, J.: *Reabilitação de edifícios antigos: Patologias e tecnologias de intervenção*. Edições Orion, 2011.
- [3] Borges, L. G. A.: *A geotécnica na reabilitação de edifícios - Estado da arte*. Tese de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, 2013.
- [4] Branco, M.E.M.: *Reforço sísmico de edifícios de alvenaria*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2007.
- [5] Candeias, P. J. O. X.: *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 2008.
- [6] Chudley, R. Greeno, R.: *Building construction handbook 7th ed.* Oxford Butterworth-Heinemann, 1991.
- [7] Costa, P. A. V. D. B.: *Soluções de escavação e contenção periférica com preservação de fachadas centenárias: Caso de estudo - Hotel Rua Rosa Araújo 16*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2015.
- [8] Cruz, R. M. P.: *Sistemas de suporte de paredes de edifícios antigos em demolição*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2008.
- [9] Cunha, C. S. R. A.: *Execução de pisos enterrados em edifícios existentes: Caso de Estudo - Hotel Porto Bay Liberdade*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2014.
- [10] Garcia, A. M. N.: *Soluções de contenção de fachada e escavações em edifícios históricos: Caso de estudo - Apartamentos turísticos HAPIMAG*. Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2008.
- [11] Gorse, C; Highfield, D: *Refurbishment and upgrading of buildings, Second Edition*. Spon Press, 2009.
- [12] Highfield, D.: *The construction of new buildings behind historic façades*. New York, Taylor Francis e-Library, 1991.

- [13] HSE, Health e Safety Executive: *Facade Retention*. Disponível em <http://regulations.completepicture.co.uk/pdf/Health%20and%20Safety/Facade%20retention.pdf>, 1992.
- [14] JetSJ Geotecnia, Lda: *Memória descritiva e justificativa e peças desenhadas do projecto de recalçamento de fachadas e de escavação e contenção periférica do Liberdade 203*. Janeiro 2016.
- [15] Mascarenhas, J.: *Sistemas de construção. Volume XIII - Reabilitação urbana*. Livros Horizonte, 2012.
- [16] Matias Ramos, P.; Amaral, A.; Xavier B.: *Escavação e contenção periférica num Lote contíguo ao Rio Tejo que implicou a estabilização, suspensão e recalce das fachadas de um edifício existente*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, páginas 1299–1309, 2010.
- [17] Melo, P. G.: *Valores de parâmetros de cálculo (maciços terrosos)*. Apontamentos da u.c. de Obras Geotécnicas, FCT-UNL, s. d.
- [18] Moreira, S. M. T.: *Seismic retrofit of masonry-to-timber connections in historical constructions*. Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, 2015.
- [19] Muñoz, R., Lourenço P.: *Ancoragens em paredes de alvenaria: ensaios, projecto e aplicação*. Seminário reabilitação de fachadas, Guimarães, 2016.
- [20] OPWAY: *Relatório Geológico - Geotécnico - Edifício da Av. Liberdade nº207 a 219 / Rua Rosa Araújo nº5 35 - Prospeção geotécnica*. Junho 2015.
- [21] Pereira, A; Pinto, A; Sepúlveda J.; Gonçalves R.; Jesus M.: *Soluções de contenção periférica e de recalçamento de fachadas do edifício do Hotel Porto Bay Liberdade, na Rua Rosa Araújo, em Lisboa*. 14º Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade da Beira Interior, Covilhã, 2014.
- [22] PERI: *Contenção/estabilização fachada: Sistemas PERI*. 2016.
- [23] PERIcofragens, Lda: *Peças desenhadas da contenção de fachada do Liberdade 203*. Março 2015.
- [24] Pinho, F. F. S.: *Paredes de alvenaria ordinária: Estudo experimental com modelos simples e reforçados*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2007.
- [25] Pinto, A; Pereira, A; Rendo M; Valadas J; Portela; R: *Soluções de contenção periférica e de recalçamento de fachadas do edifício Liberdade 203, na Rua Rosa Araújo, Lisboa*. 15º Congresso Nacional de Geotecnia, Universidade do Porto, Porto, 2016.
- [26] Pinto, A.; Xavier, P.; Coutinho J.: *Soluções de contenção periférica e de recalçamento de fachadas do edifício na Av. da Republica n.º 25 - Lisboa*. 12º

- Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DEC-UM), Guimarães, páginas 1461 – 1460, 2010.
- [27] Pinto, A; Xavier, P; Cruz L.; Marques M: *Soluções de contenção periférica e de contenção e recalçamento de fachadas do empreendimento "Liberdade Street Fashion" - Braga*. 12º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG) e Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho (DECUM), Guimarães, páginas 1403–1412, 2010.
- [28] Pinto, A.; Tomásio, R.; Marques da Costa R.; Cabaço J.: *Edifício centenário em Lisboa - Escavação, contenção periférica e recalçamento*. 11º Congresso Nacional de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia (SPG), Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra (FCTUC), Coimbra, 2008.
- [29] Plaxis: *Plaxis 2D Manual*. 2016.
- [30] Pré-esforçado, Grupo de Betão armado e: *Tabelas Técnicas*. Disponível em: <http://www.civil.ist.utl.pt/cristina/ee/Tabelas.pdf>.
- [31] Qualidade, Instituto Português da: *Eurocódigo 1 - Acções em estruturas - Parte 1-4: Acções gerais - Acções do vento*, Março 2012.
- [32] Reis, A. C., Farinha M. B. Farinha J. P. B.: *Tabelas técnicas*. Edições Técnicas E.T. L., 2005.
- [33] Silva, F.: *Comunicação pessoal*. 2017.
- [34] Sousa, G. I.: *Estruturas metálicas para contenção de fachadas*. Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, 2012.
- [35] Tecnasol: *Prospecção Geológico - Geotécnica: Relatório - Liberdade 203*. Junho 2015.